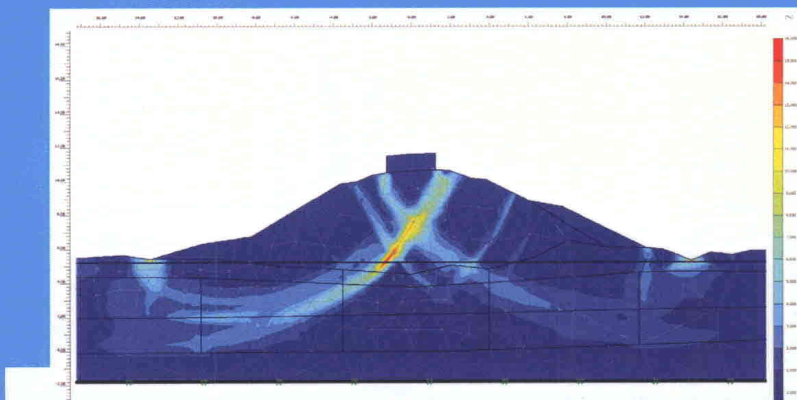


# Olemassa olevien ratapenkereiden stabiliteetin laskenta elementtimenetelmällä



Juho Mansikkamäki



RATAHALLINTOKESKUS  
BANFÖRVALTNINGSCENTRALEN

Ratahallintokeskuksen  
julkaisuja A 9/2009

Olemassa olevien ratapenkereiden stabiliteetin  
laskenta elementtimenetelmällä

Juho Mansikkamäki

Helsinki 2009



**Ratahallintokeskus**

Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 9/2009

ISSN 1455-2604

ISBN 978-952-445-297-7

Verkkojulkaisu pdf ([www.rhk.fi](http://www.rhk.fi))

ISSN 1797-6995

ISBN 978-952-445-298-4

Kannen ulkoasu: Proinno Design Oy, Sodankylä

Kansikuva: Juho Mansikkamäki

Paino: Kopijyvä Oy, Kuopio

Helsinki 2009

**Mansikkamäki, Juho: Olemassa olevien ratapenkereiden stabiliteetin laskenta elementtimenetelmällä.** Ratahallintokeskus, Investointiosasto. Helsinki 2009. Ratahallintokeskuksen julkaisuja A 9/2009. 134 sivua ja 10 liitettä. ISBN 978-952-445-297-7, ISBN 978-952-445-298-4 (pdf), ISSN 1455-2604, ISSN 1797-6995 (pdf)

**Avainsanat:** elementtimenetelmä, FEM, stabiliteetti, ratapenger, huokosveden ylipaine, SRM, GIM

## TIIVISTELMÄ

Ratahallintokeskus hallinnoi Suomen rataverkkoa ja näin ollen myös määrittelee, kuinka radan stabiliteettilaskenta tulee suorittaa. Stabiliteettilaskenta voidaan suorittaa joko käyttäen maan suljettua leikkauslujuutta tai maan tehokkaita lujuusparametreja  $\phi'$  ja  $c'$ . Mikäli pohjamaa on savea ja laskennassa halutaan käyttää maan tehokkaita lujuusparametreja, laskenta tulee RHK:n ohjeen mukaan suorittaa myös elementtimenetelmällä. Elementtimenetelmällä suoritettavaan laskentaan ei kuitenkaan toistaiseksi ole tarkempaa ohjeistusta.

Tässä tutkimuksessa on tutkittu ratapenkereen stabiliteetin laskentaa elementtimenetelmällä. Tarkoituksena on ollut selvittää, kuinka stabiliteettia tulisi elementtimenetelmää käyttäen laskea sekä ohjeistaa menetelmän käyttöä. Varsinaista laskentaohjetta ei kuitenkaan tähän työhön sisälly.

Työssä on aluksi käsitelty perinteistä lamellimenetelmää ja huokosveden ylipaineen mallintamista, millä on stabiliteettilaskennassa merkittävä vaikutus. Tämän jälkeen on käsitelty maan käyttäytymistä ja elementtimenetelmää. Elementtimenetelmää koskevassa kappaleessa on käsitelty menetelmän perusteoriaa, sen etuja ja haittoja sekä vaihtoehtoja kokonaisvarmuuden laskentaan elementtimenetelmällä. Tämän jälkeen on esitelty työssä käytettävä laskentaohjelma sekä siihen liittyvät, maan käyttäytymistä simuloivat materiaalmallit.

Laskentaosiossa hyödynnettiin uudella tavalla jo aiemmassa tutkimusprojektissa käsiteltyjä tutkimuskohteita ja laboratoriokoetuloksia. Tutkimuksessa on suoritettu laskelmia kolmesta poikkileikkauksesta. Kokonaisvarmuutta on laskettu perinteisellä lamellimenetelmällä ja elementtimenetelmällä. Elementtimenetelmän yhteydessä on tutkittu kolmea eri materiaalmallia. Laskelmia on tehty käyttäen sekä suljettua leikkauslujuutta että tehokkaita lujuusparametreja.

Laskelmissa havaittiin elementtimenetelmän soveltuvan varsin hyvin huokosylipaineen mallintamiseen. Menetelmällä saadaan myös yleisesti ottaen varsin vertailukelpoisia kokonaisvarmuuksia suljettuun leikkauslujuuteen perustuvaan menetelmään verrattuna. Tietyllä materiaalmallilla kokonaisvarmuudet olivat monessa laskentatapauksessa jopa pienempiä kuin  $S_u$ -menetelmällä.

Elementtimenetelmällä suoritettava stabiliteettitarkastelu on kuitenkin melko työläs ja vaatii perehtymistä. Tarvitaan myös paljon lisää vertailevaa tutkimusta, ennen kuin elementtimenetelmän voidaan ajatella korvaavan perinteisen  $S_u$ -menetelmän.

**Mansikkamäki, Juho: Beräkning av stabiliteten hos befintliga banvallar med hjälp av elementmetoden.** Banförvaltningscentralen, Investeringsavdelningen. Helsingfors 2009. Banförvaltningscentralens publikationer A 9/2009. 134 sidor och 10 bilagor. ISBN 978-952-445-297-7, ISBN 978-952-445-298-4 (pdf), ISSN 1455-2604, ISSN 1797-6995 (pdf)

**Nyckelord:** elementmetod, FEM, stabilitet, banvall, porvattenövertryck, SRM, GIM

## SAMMANDRAG

Banförvaltningscentralen förvaltar järnvägsnätet i Finland och definierar sålunda också hur stabilitetsberäkningen av banan ska utföras. Stabilitetsberäkningen kan utföras antingen genom att använda den odränerade skjuvfastheten i marken eller de effektiva hållfasthetsparametrarna  $\phi'$  ja  $c'$  i marken. Om grundförhållanden består av lera och man vill utnyttja de effektiva hållfasthetsparametrarna i marken vid beräkningen, bör man enligt BFC:s direktiv även utföra beräkningen med elementmetoden. Tillsvidare finns det dock inte närmare anvisningar för hur beräkningen ska utföras med elementmetoden.

I den här undersökningen har man undersökt hur banvallens stabilitet beräknas med hjälp av elementmetoden. Avsikten har varit att utreda, hur man ska beräkna stabiliteten med elementmetoden samt ge anvisningar för hur metoden ska tillämpas. Anvisningar för själva beräkningen ingår dock inte i det här arbetet.

I arbetet behandlades först den traditionella lamellmetoden och modelleringen av porvattenövertrycket, vilket har stor inverkan på stabilitetsberäkningen. Därefter behandlades rörelser i jorden/hur marken beter sig och elementmetoden. I avsnittet om elementmetoden behandlades grundteorin för metoden, fördelar och nackdelar med den samt alternativ för att beräkna den totala säkerheten med elementmetoden. Därefter presenterades det kalkylprogram som användes i arbetet samt de till programmet hörande materialmodellerna som simulerade rörelser i jorden/hur marken beter sig.

I beräkningsdelarna utnyttjades på ett nytt sätt järnväg sektioner och laboratorieprovresultat som behandlats i ett tidigare forskningsprojekt. I undersökningen utfördes beräkningar för tre genomskärningar. Totalsäkerheten beräknades med den traditionella lamellmetoden och med elementmetoden. I samband med elementmetoden undersöktes tre olika materialmodeller. Kalkyleringen gjordes både med användning av den odränerade skjuvfastheten i marken samt med de effektiva hållfasthetsparametrarna.

Vid beräkningarna konstaterades det att elementmetoden lämpar sig rätt väl för modellering av porvattenövertryck. Allmänt taget får man med elementmetoden resultat för den totala säkerheten som tål jämförelse med resultat uppmätta med hjälp av metoden som bygger på den odränerade skjuvfastheten. Vid vissa materialmodeller var siffrorna för den totala säkerheten t.o.m. mindre än vid användning av Su-metoden.

Stabilitetsgranskning som utförs med elementmetoden är ändå ganska arbetsdryg och kräver att man är insatt i metoden. Det behövs också mycket mera jämförande forskning innan man kan tänka sig att elementmetoden skulle ersätta den traditionella Su-metoden.



**Mansikkamäki, Juho: Stability analysis of existing railway embankments based on finite element method.** Finnish Rail Administration, Investment Department. Helsinki 2009. Publications of the Finnish Rail Administration A 9/2009. 134 pages and 10 appendices. ISBN 978-952-445-297-7, ISBN 978-952-445-298-4 (pdf), ISSN 1455-2604, ISSN 1797-6995 (pdf)

**Keywords:** Finite element method, FEM, Stability, Railway embankment, Excess pore pressure, SRM, GIM

## SUMMARY

Finnish Rail Administration (RHK) governs Finnish railways. Thus it also defines how stability analysis should be accomplished. The stability analysis can be made using undrained strength of the subsoil or using effective strength parameters  $\phi'$  and  $c'$ . One has to use the finite element method (FEM) for the effective stress analysis if the clay content in the subsoil is above 35 %. However, no guidelines are yet given on how this should be done.

The stability analyses of railway embankments based on finite element method are researched in this study. The intention of this study has been to solve how stability calculations should be done using finite element method and also to give some kind of direction to the calculations. Official regulations are not included in this study.

Study begins with a short presentation of conventional limit equilibrium method and a modeling of excess pore pressure which have a major influence in stability calculations. After that, soil behavior and finite element method have been studied. The finite element method study includes basic theory, pros and cons related to the method and available options to calculate stability with finite element method. The calculation program and related material models used in this study are introduced subsequently.

In the calculation part of this study there are utilized results and sites from earlier research project. Analyses have been made from three different sites based on both the traditional limit equilibrium method and the finite element method. Three different material models have been used. Study contains calculations with undrained strength and effective strength parameters.

In the studies following observations were made: modeling of excess pore pressure is quite efficient with the finite element method. Factors of safety calculated with the finite element method were commonly comparable with conventional method based on undrained strength. In some cases the factors with specific material model were even lower than in the conventional method

Stability analysis based on finite element method is however quite arduous and requires familiarity. A lot of more comparing research is needed before finite element method can challenge limit equilibrium method based on undrained strength.

## ALKUSANAT

Tämän diplomityön on tehnyt Juho Mansikkamäki Tampereen teknillisen yliopiston Rakennustekniikan osastolla, Maa- ja pohjarakenteiden laitoksella.

Työtä ohjasivat professori Tim Länsivaara Tampereen teknillisessä yliopistossa, Jaakko Heikkilä Arcus Oy:ssä sekä Erkki Mäkelä Ratahallintokeskuksessa.

Helsingissä, elokuussa 2009

Ratahallintokeskus  
Investointiosasto



## SISÄLLYSLUETTELO

TIIVISTELMÄ.....	3
SAMMANDRAG.....	4
SUMMARY .....	5
ALKUSANAT.....	6
KÄYTETYT MERKINNÄT JA LYHENTEET .....	10
1 JOHDANTO .....	12
1.1 Taustaa .....	12
1.2 Tavoite .....	13
1.3 Tutkimuksen kohdentaminen ja työmenetelmät .....	13
2 LAMELLIMENETELMÄT.....	14
2.1 Yleistä .....	14
2.2 Bishopin yksinkertaistettu menetelmä.....	15
2.3 Morgenstern-Price-menetelmä.....	16
2.4 Huomioita lamellimenetelmistä .....	19
2.4.1 Vakiokokonaisvarmuus .....	19
2.4.2 Jännitysten jakautuminen.....	19
2.4.3 Liukupinnan sijainti .....	19
2.4.4 Konvergointi .....	20
3 HUOKOSVEDENPAINE.....	21
3.1 Yleistä .....	21
3.2 Skemptonin yhtälö .....	21
3.3 Henkel/Scott-yhtälö .....	23
3.4 Janbun yhtälö .....	24
3.5 Huokosylipaineen kehittyminen suhteessa pystyjännitykseen .....	24
4 ELEMENTTIMENETELMÄ .....	28
4.1 Yleistä maan käyttäytymisestä.....	28
4.2 Elementtimenetelmän historia ja kehittyminen.....	29
4.3 Elementtimenetelmän perusidea .....	30
4.3.1 Elementtityypit.....	32
4.3.2 Elementtiverkon luonti .....	34
4.4 Laskentaprosessi .....	34
4.4.1 Ratkaisutekniikat ja laskentaprosessi.....	34
4.4.2 Numeerisen tarkkuuden parantaminen .....	35
4.5 Elementtimenetelmän edut.....	35
4.6 Elementtimenetelmän rajoitukset.....	36
4.7 Kokonaisvarmuuden laskeminen elementtimenetelmällä.....	39
4.7.1 Yleisesti .....	39
4.7.2 Strength Reduction Method (SRM).....	39
4.7.3 Gravity Increase Method (GIM).....	40
4.7.4 Muut vaihtoehdot stabiileetin laskentaan .....	42

5	PLAXIS-OHJELMA.....	44
5.1	Yleistä .....	44
5.2	Huokosvedenpaineen mallinnus PLAXIS-ohjelmalla .....	44
5.2.1	Yleisesti .....	44
5.2.2	Huokosveden ylipaineen laskenta.....	44
5.3	Materiaalimallit ja parametrit.....	45
5.3.1	Mohr-Coulomb (MC) .....	46
5.3.2	Modified Cam-Clay -malli (MCC) .....	49
5.3.3	Soft Soil -malli (SS).....	51
6	RATAPENKEREEN STABILITEETIN LASKENTA ELEMENTTIMENETELMÄLLÄ .....	56
6.1	Yleistä laskelmien suorittamisesta .....	56
6.2	FEM-laskennan toteutus RHK:n julkaisussa A 10/2006 .....	57
7	TURKU-UUSIKAUPUNKI km 222+600 m .....	59
7.1	Laskelmat LEM-menetelmällä.....	59
7.1.1	Yleistä .....	59
7.1.2	Laskentatulokset .....	59
7.2	FEM-laskenta SRM-menetelmää käyttäen .....	62
7.2.1	Yleistä SRM:stä .....	62
7.2.2	SRM-laskenta Mohr-Coulomb -mallilla.....	63
7.2.3	SRM-laskenta manuaalisesti Soft Soil -mallilla .....	66
7.2.4	SRM-laskenta Soft Soil-mallilla kitkakulman mukaan sovitetulla M-parametrilla .....	70
7.3	FEM-laskenta GIM-menetelmää käyttäen .....	71
7.4	GIM-menetelmä Mohr-Coulomb -materiaalimallilla .....	73
7.4.1	Penkereen tilavuuspainon ja junakuorman kasvattaminen (GIM2).....	73
7.4.2	Laskentatulokset muilla laskentatavoilla .....	74
7.4.3	GIM-menetelmä suljettua leikkauslujuutta käyttäen .....	75
7.5	GIM-menetelmä Soft Soil -materiaalimallilla .....	75
7.5.1	Penkereen tilavuuspainon ja junakuorman kasvatus (GIM2) .....	75
7.5.2	GIM2-laskenta SS-mallilla kitkakulman mukaan sovitetulla M- parametrilla .....	77
7.5.3	Koko mallin tilavuuspainon kasvatus (GIM).....	79
7.5.4	Pelkän junakuorman kasvattaminen .....	80
7.6	GIM-menetelmä Modified Cam Clay -materiaalimallilla.....	83
7.6.1	Yleistä .....	83
7.6.2	Penkereen tilavuuspainon ja junakuorman kasvatus .....	83
7.6.3	Koko mallin tilavuuspainon kaksinkertaistaminen.....	85
7.6.4	Pelkän junakuorman kasvattaminen .....	85
7.7	Lisätutkimukset .....	85
7.7.1	$\lambda^*/\kappa^*$ -suhteen vaikutus kokonaisvarmuuteen.....	85
7.7.2	Esikonsolidaatiojännityksen vaikutus kokonaisvarmuuteen .....	86
7.7.3	Lasketun ja mitatun huokosylipaineen vertailu .....	87
7.7.4	Elementtiverkon tiheyden vaikutus .....	90
7.7.5	Muita huomioita.....	90
7.8	Yhteenvedo Turku-Uusikaupunki .....	90



8	KOTKA-KOUVOLA km 236+300–236+620 m .....	94
8.1	Laskelmat LEM-menetelmällä.....	94
8.2	FEM-laskenta SRM-menetelmää käyttäen .....	96
8.2.1	SRM-laskenta Mohr-Coulomb-mallilla.....	96
8.2.2	SRM-laskenta manuaalisesti Soft Soil -mallilla .....	99
8.3	FEM-laskenta GIM2-menetelmällä .....	102
8.3.1	GIM2-laskenta Mohr-Coulomb-mallilla.....	102
8.3.2	GIM2-laskenta suljetulla leikkauslujuudella .....	103
8.3.3	GIM2-laskenta Soft Soil -mallilla.....	103
8.4	Yhteenveto Kotka-Kouvola.....	104
9	TAMPERE-SEINÄJOKI km 312+300–313+650.....	106
9.1	Laskelmat LEM-menetelmällä.....	106
9.1.1	Yleistä .....	106
9.1.2	Laskelmat $c'-\phi'$ -menetelmällä.....	107
9.1.3	Laskelmat $S_u$ -menetelmällä .....	108
9.2	FEM-laskenta SRM-menetelmällä.....	109
9.2.1	SRM-laskenta Mohr-Coulomb-mallilla.....	109
9.2.2	SRM-laskenta manuaalisesti Soft Soil -mallilla .....	111
9.3	FEM-laskenta GIM2-menetelmällä .....	114
9.3.1	GIM2-laskenta Mohr-coulomb-mallilla .....	114
9.3.2	GIM2-laskenta suljetulla leikkauslujuudella .....	115
9.3.3	GIM2-laskenta Soft Soil -mallilla.....	116
9.4	Yhteenveto Tampere-Seinäjoki .....	118
10	FEM-LASKENNAN SUORITTAMINEN PLAXIS-OHJELMALLA .....	120
11	PÄÄTELMÄT .....	126
	LÄHDELUETTELO .....	132

## LIITTEET

Liite 1	Turku-Uusikaupunki: LEM-laskelmien parametrit GeoCalc-ohjelmalla
Liite 2	Turku-Uusikaupunki: FEM-laskelmien parametrit Mohr-Coulomb-mallilla
Liite 3	Turku-Uusikaupunki: FEM-laskelmien parametrit Modified Cam Clay-mallilla
Liite 4	Turku-Uusikaupunki: FEM-laskelmien parametrit Soft Soil -mallilla
Liite 5	Kotka-Kouvola: LEM-laskelmien parametrit GeoCalc-ohjelmalla
Liite 6	Kotka-Kouvola: FEM-laskelmien parametrit Mohr-Coulomb-mallilla
Liite 7	Kotka-Kouvola: FEM-laskelmien parametrit Modified Cam Clay-mallilla
Liite 8	Tampere-Seinäjoki: LEM-laskelmien parametrit GeoCalc-ohjelmalla
Liite 9	Tampere-Seinäjoki: FEM-laskelmien parametrit Mohr-Coulomb-mallilla
Liite 10	Tampere-Seinäjoki: FEM-laskelmien parametrit Soft Soil -mallilla

## KÄYTETYT MERKINNÄT JA LYHENTEET

A	Skemptonin huokospaineparametri [-]
B	Skemptonin huokospaineparametri [-]
C <sub>s</sub>	maan kokoonpuristuvuusindeksi
C <sub>v</sub>	tyhjän tilan kokoonpuristuvuusindeksi
D	dilataatio parametri (dilatancy parameter)
D <sub>s</sub>	dilataatiovakio (dilatancy coefficient)
E	kimmomoduuli [MN/m <sup>2</sup> ]
F	kokonaisvarmuus [-]
G	liukumoduuli (shear modulus) [MN/m <sup>2</sup> ]
K'	maan puristuvuuskerroin (bulk modulus)
K <sub>w</sub>	veden puristuvuuskerroin
K <sub>0</sub> <sup>NC</sup>	maanpaine kerroin [-]
M	kriittisen tilan suoran kaltevuus [-]
P	ympyrän piiri [m]
R	ympyrän säde [m]
S <sub>u</sub>	suljettu leikkauslujuus [kN/m <sup>2</sup> ]
c	koheesio [kN/m <sup>2</sup> ]
e	huokosluku [-]
f <sub>0</sub>	Janbun menetelmän korjauskerroin [-]
h <sub>k</sub>	elementin pituus [m]
n	maan huokoisuus [-]
p' <sub>e</sub>	esikonsolidaatiojännitys isotrooppisessa jännitystilassa (p'=σ' <sub>1</sub> =σ' <sub>2</sub> =σ' <sub>3</sub> ).
p'	tehokas keskijännitys[kN/m <sup>2</sup> ]
Δp'	tehokkaan keskijännityksen lisäys (mean stress) [kN/m <sup>2</sup> ]
Δp <sub>w</sub>	huokosylipaineen kasvu[kN/m <sup>2</sup> ]
q	deviatorinen jännitys[kN/m <sup>2</sup> ]
w	vesipitoisuus [%]
ε <sub>v</sub>	tilavuudenmuutos [%]
ε <sub>s</sub>	leikkausmuodonmuutos = $\frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$ [%]
ε <sub>1</sub>	pääjännityksen aiheuttama puristuma σ <sub>1</sub> -suunnassa
ε <sub>2</sub> , ε <sub>3</sub>	pääjännityksen aiheuttama puristuma jännitystä vastaan kohtisuorassa olevassa suunnassa.
Δε <sub>v</sub>	tilavuuden laajenemiskertoimen muutos (volumetric strain)
φ	Kitkakulma [°]
γ	tilavuuspaino [kN/m <sup>3</sup> ]
σ <sub>n</sub>	normaalijännitys [kN/m <sup>2</sup> ]
ψ	dilataatiokulma [°]
τ	leikkausjännitys [kN/m <sup>2</sup> ]
θ <sub>k</sub>	keskuskulma [°]
λ	MCC-mallin mukainen tilavuudenmuutosparametri (NC) [-]
κ	MCC-mallin mukainen tilavuudenmuutosparametri (OC) [-]
λ*	SS-mallin mukainen tilavuudenmuutosparametri (NC)
κ*	SS-mallin mukainen tilavuudenmuutosparametri (OC)
v	Poisson luku[-]

FEM	Elementtimenetelmä (Finite Element Method).
FOS	Kokonaisvarmuus (Factory of Safety).
GIM	Stabiliateetinlaskentamenetelmä, joka perustuu koko mallin tilavuuspainon kasvattamiseen (Gravity Increase Method).
GIM2	Stabiliateetinlaskentamenetelmä, joka perustuu penkereen tilavuuspainon ja kaatavan kuorman kasvattamiseen.
LEM	Perinteinen tasapainotilan etsimiseen perustuva liukupintatarkastelu (Limit Equilibrium Method).
MC	Mohr-Coulomb -materiaalimalli
MCC	Modified Cam Clay -materiaalimalli
OCR	Ylikonsolidoitumisaste (overconsolidation ratio).
POP	Esikonsolidaatiojännitys (pre-overburden pressure).
SRM	Stabiliateetinlaskentamenetelmä, joka perustuu maan lujuusparametrien pienentämiseen. (Strength Reduction Method)
SS	Soft Soil -materiaalimalli
d.o.f	Vapausasteiden lukumäärä (degree of freedom)



# 1 JOHDANTO

## 1.1 Taustaa

Ratahallintokeskus julkaisi vuonna 2005 ohjeen B15, Radan stabiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet. Ohje on tarkoitettu käytettäväksi kansallisesti suunnittelussa ja sen tarkastuksessa määritettäessä stabiliteettia olemassa oleville vanhoille rata-penkereille. Ratapenger katsotaan vanhaksi, mikäli sen konsolidaatioaste on vähintään 50 %. Käytännössä tämä edellyttää penkereeltä yleensä vähintään 10 vuoden ikää.

Ohjeen pääpaino on vahvasti staattisessa mitoituksessa ja sillä on pyritty saattamaan stabiliteettilaskenta ajan tasalle nykytietämyksen mukaiseksi. Ohjeen perustana on ollut vuonna 2004 käynnistynyt tutkimushanke, jonka perustana puolestaan on ollut kirjallisuustutkimus sekä analyyttisiä ja numeerisia laskentoja.

Ohjeessa käsitellään stabiliteetin laskentaa sekä tehokkaita lujuusparametreja ( $c$  ja  $\phi$ ) että suljettua leikkauslujuutta ( $S_u$ ) käyttäen. Tehokkaita lujuusparametreja voidaan ohjeen mukaan käyttää, kun maalaji on silttiä tai laihaa savea ja savipitoisuus on alle 35 %. Ohjeessa todetaan, että jos stabiliteettilaskenta suoritetaan käyttäen tehokkaita lujuusparametreja ja pohjamaan savipitoisuus on yli 35 %, laskelmat tulee aina tarkastaa käyttäen elementtimenetelmää. Tällöin tulee laskennassa käyttää kaarevalla myötöpinnalla (esim. modified cam clay) varustettua materiaalmallia. Vaatimus elementtimenetelmän käytölle kyseisissä tapauksissa perustuu lähinnä siihen, että elementtimenetelmällä pystytään mallintamaan huokosvedenpaineen kasvu ja sen vaikutus murtotilanteessa.

Kyseisessä julkaisussa ei kuitenkaan ohjeisteta elementtimenetelmään perustuvalla ohjelmalla suoritettavaa tarkastuslaskentaa mitenkään muutoin kuin materiaalmallin osalta. Tämä voidaan nähdä varsin ongelmalliseksi, sillä elementtimenetelmä vaatii käyttäjältään luotettavien laskentatulosten saamiseksi huomattavaa tietotaitoa koskien esimerkiksi maamateriaalimalleja, elementtimenetelmän perusteoriaa sekä maan käyttäytymistä. Lisäksi elementtimenetelmän käyttö vaatii materiaalmallista riippuen selvästi kattavammat lähtötiedot perinteisiin stabiliteettilaskentamenetelmiin verrattuna. Elementtimenetelmä on suunnittelukäytössä vielä niin uusi väline, että sen käytön hallinnan voidaan katsoa olevan varsin monenkirjavaa. Elementtimenetelmään perustuvien ohjelmien käytön yleistymisen tiellä on myös varmasti ollut tietotaidon sekä selkeän ohjeistuksen puute. Ohjelmat on yleisesti koettu liian monimutkaisiksi, arvaamattomiksi ja työläiksi käyttää.

Ongelmallista on myös se, että huokospaineen kasvu pystytään huomioimaan vain myötölujuenevilla materiaalmalleilla, mutta varmuus murtumista vastaan lasketaan käytössä olevilla ohjelmilla käyttäen yksinkertaista Mohr-Coulomb-mallia. Mikäli huokospaineen kasvu murtotilassa halutaan huomioida, tulee varmuus laskea muulla tavalla, esimerkiksi pengertä korottamalla. Tällöin kuitenkin murtuminen ja koko varmuuskäsite poikkeavat perinteisestä stabiliteettilaskennasta. Näiden eri menetelmien varmuustasoista ei tiettävästi ole aiemmin tehty vertailulaskelmia.

## 1.2 Tavoite

Tämän diplomityön tarkoituksena on tutustua elementtimenetelmään, sen käyttöön ja tärkeimpänä tutkia radan stabiliteetin laskentaa elementtimenetelmää käyttäen. Laskelmia tehdään sekä perinteisellä lamellimenetelmällä että elementtimenetelmään perustuvalla ohjelmalla. Elementtimenetelmällä pyritään laskemaan stabiliteettia useilla eri tavoilla ja vertaamaan tuloksia sekä elementtimenetelmän sisällä, että suhteessa lamellimenetelmällä saatuihin tuloksiin. Pyrkimyksenä on myös selvittää, kuinka huokospaineen kehittyminen murtotilassa vaikuttaa kokonaisvarmuuteen.

Laskentatulosten avulla pyritään saamaan kuva siitä, kuinka kehittyneet elementtimenetelmän materiaalimallit soveltuvat stabiliteetin laskentaan. Pyrkimyksenä on myös tulosten pohjalta ohjeistaa tai antaa suosituksia laskentatavoista, joita käyttäen laskennan läpivienti olisi tarkoituksenmukaista suorittaa.

## 1.3 Tutkimuksen kohdentaminen ja työmenetelmät

Tutkimuskohteena ovat vanhat ratapenkereet, jotka sijaitsevat epäorgaanisella koheesiomaalla. Työssä hyödynnetään ”Olemassa olevat ratapenkereet” tutkimusprojektin laskentatapauksia ja projektin tiimoilta tehtyjä laboratoriokokeita. Laskelmaosiossa syvennytään kolmeen eri pengerpoikkileikkaukseen, jotka sijaitsevat rataväleillä Turku–Uusikaupunki, Tampere–Seinäjoki ja Kouvola–Kotka. Laskelmissa käytetään kokonaisvarmuusmenetelmää.

Junakuorman suhteen pitäydytään staattisessa kuormituksessa. Junasta aiheutuva kuormitus on yleensä lyhytaikaista dynaamista kuormitusta, mutta mitoittava kriittisin tilanne on yleensä pysähtynyt juna, joka aiheuttaa pitempiaikaisemman staattisen kuormituksen maaperään. Tämä johtuu siitä, että pitempiaikaisessa kuormituksessa maan leikkauslujuuden arvo on pienempi ja penkereen stabiliteettia heikentävään huokosveden ylipaineen kehittymiseen vaaditaan jonkin verran aikaa.

Projektin kohteista tehdään vertailulaskelmia käyttäen lamellimenetelmään perustuvaa Geocalc-ohjelmaa ja elementtimenetelmään perustuvaa Plaxis-ohjelmaa. Laskenta-poikkileikkaukset ja parametrit pyritään pitämään molemmissa ohjelmissa mahdollisimman identtisinä vertailukelpoisten laskentatulosten saavuttamiseksi. Geocalc-ohjelmalla lasketaan kokonaisvarmuuksia useilla eri laskentametoodeilla käyttäen sekä tehokkaita lujuusparametreja että suljettua leikkauslujuutta. Elementtimenetelmällä laskentoja suoritetaan sekä SRM-menetelmällä (strength reduction method) että pengertä korottamalla tai penkereen tilavuuspainoa kasvattamalla.



## 2 LAMELLIMENETELMÄT

### 2.1 Yleistä

Lamellimenetelmä on Suomessa yleisimmin käytetty menetelmä stabiliteetin laskennassa. Menetelmässä sortuman otaksutaan tapahtuvan maassa pitkin tiettyä liukupintaa, jonka muoto ja sijainti tunnetaan. Liukupinta jaetaan pystysuoriin lamelleihin, joiden tasapainoa tutkitaan. Kriittisimmän liukupinnan löytämiseksi suoritetaan lukuisia, tietokoneavusteisesti jopa tuhansia laskentoja erilaisilla liukupinnoilla. Liukupinta voi periaatteessa olla muodoltaan täysin vapaa, mutta useimmiten laskelmat tehdään käyttäen ympyrän muotoista liukupintaa.

Lamellimenetelmissä voidaan todeta olevan neljä yhteistä tekijää (Duncan ja Wright 1980):

1. Vakavuuden määritelmä:  
Lamellimenetelmissä vakavuus määritellään aina maan leikkauslujuuden ( $s$ ) ja leikkausjännityksen ( $\tau$ ) suhteena, jota kutsutaan varmuuskertoimeksi  $F$ . Varmuuskertoimen ollessa  $F \geq 1$  luiska on vakaa. Käytännössä vaaditaan varmuusmarginaalia siten, että vaadittava kokonaisvarmuus  $F = 1,3 \dots 1,8$ .

$$F = \frac{s}{\tau} = \frac{\text{Maan leikkauslujuus}}{\text{Leikkausjännitys}} \quad (2.1)$$

Näin määriteltynä varmuus  $F$  on vakio koko leikkauspinnalla. Tämä johtaa siihen, että lamellimenetelmillä ei toistaiseksi voida mallintaa progressiivisesti etenevää maan murtumista.

2. Kaikissa menetelmissä oletetaan, että lujuusparametrit ovat riippumattomia materiaalin jännitys-muodonmuutoskäyttäytymisestä.
3. Kaikissa menetelmissä lasketaan lamellikohtaiset keskiarvot leikkausjännitykselle ( $\tau$ ) ja normaalijännitykselle ( $\sigma_n$ ) lamellin alapinnassa. Leikkauslujuus ( $s$ ) määritetään yhtälöllä 2.2.

$$s = c + \sigma_n \tan \phi \quad (2.2)$$

missä

$c$  on koheesio

$\phi$  on kitkakulma

Laskelmat on mahdollista tehdä myös käyttäen maan suljettua leikkauslujuutta  $S_u$ .

4. Kun laskennassa otetaan huomioon kaikki lamelleihin vaikuttavat voimat, on tapaus staattisesti määräämätön. Näin ollen lamellimenetelmät tarvitsevat aina jonkin lähtöoletuksen, jotta kokonaisvarmuus  $F$  saadaan laskettua.

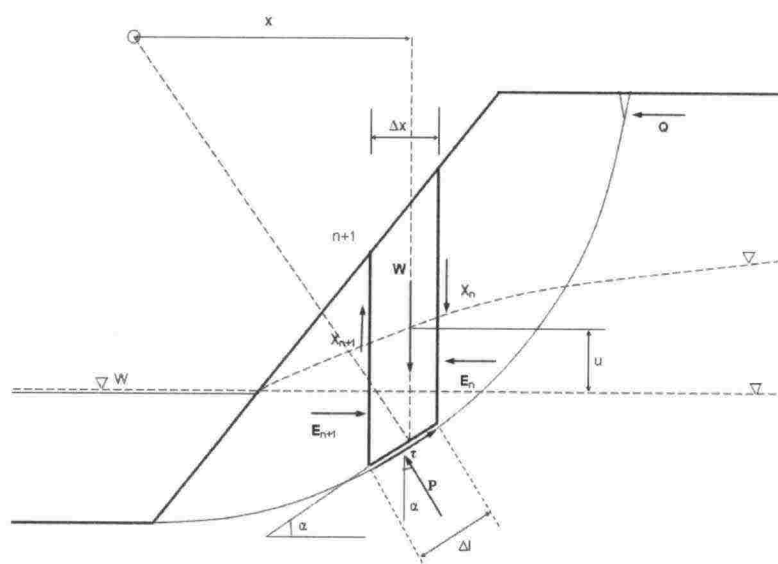
Lamellimenetelmät voidaan jakaa yksinkertaisiin (simplified) ja tarkkoihin (rigorous) menetelmiin. Esimerkkilaskelmissa yksinkertaista menetelmää edustaa Bishopin menetelmä ja tarkkaa menetelmää Morgenstern-Price menetelmä. Yksinkertaiset

menetelmät toteuttavat joko momenttitasapainoehdon tai voimatasapainoehdon, kun taas tarkat menetelmät toteuttavat yleensä molemmat ehdot./3,7/

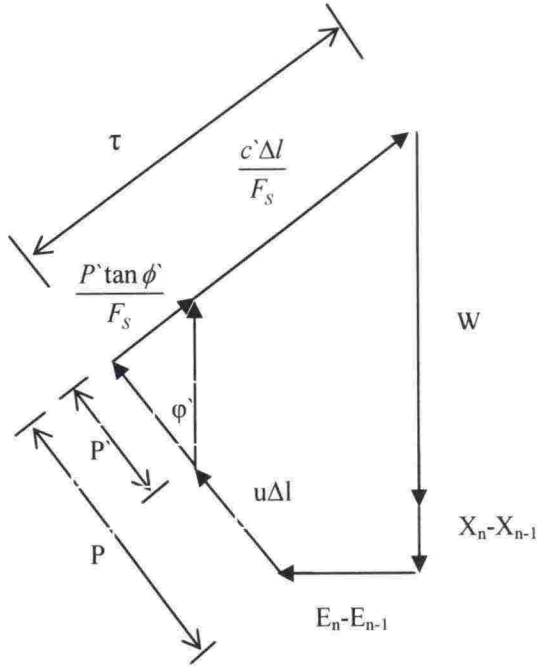
## 2.2 Bishopin yksinkertaistettu menetelmä

Bishopin menetelmä on yksi stabiliteettilaskennan käytetyimmistä menetelmistä varmatoimisuutensa ja nopeutensa ansiosta. Menetelmässä tarkastellaan ympyränmuotoisen liukupinnan momenttitasapainoehtoa ympyrän keskipisteen suhteen. Lamellien väliset leikkausvoimat oletetaan noliksi, jolloin menetelmä hieman aliarvio todellista varmuutta./3,6/

Bishopin yksinkertaista menetelmää tulee käyttää harkiten, mikäli mallissa on mukana suuria vaakasuuntaisia voimia, sillä menetelmä ei ota lainkaan huomioon vaakasuuntaista tasapainoehtoa./5/ Menetelmä on esitetty kuvallisesti kuvissa 2.1 ja 2.2.



Kuva 2.1 Luiskan varmuuden määrittäminen  $c'-\phi'$ -menetelmällä Bishopin mukaan. /5/



Kuva 2.2 Luiskan varmuuden määrittäminen  $c'$ - $\phi'$ -menetelmällä Bishopin mukaan. /5/

Varmuuskertoimen lauseke saadaan projisoimalla kuhunkin lamelliin vaikuttavat voimat pystysuoralle suunnalle ja laskemalla niiden momenttisumma liukuympyrän keskipisteen suhteen, jolloin tasapainoehdosta ( $\sum M = 0$ ) seuraa:

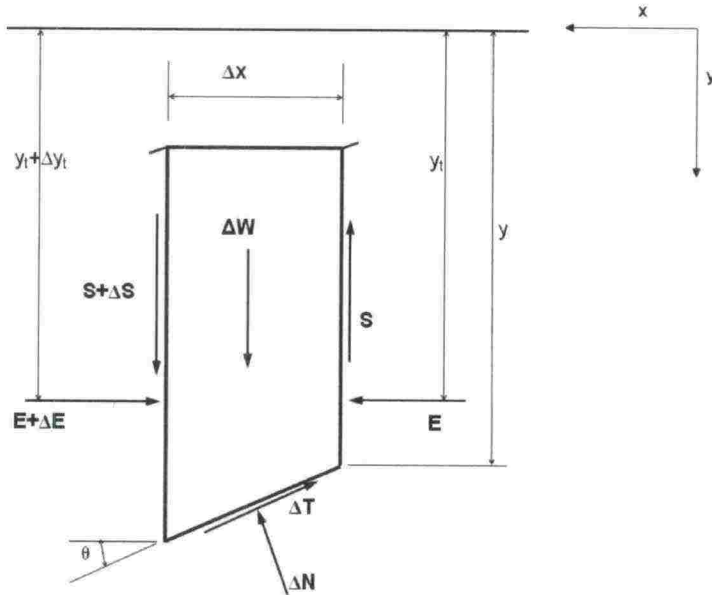
$$F_s = \frac{1}{\sum (\Delta W \sin \alpha)} \sum \left[ \left\{ c' \Delta x + (\Delta W - u \Delta x) \tan \phi' \right\} \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F_s}} \right] \quad (2.3)$$

Yhtälössä on jätetty huomiotta lamellien väliset pystyvoimat ( $X_n - X_{n-1}$ ) sekä pintahalkeamiin kerääntyneen vedenpaine  $Q$ . Kokonaisvarmuus  $F_s$  esiintyy yhtälön molemmilla puolilla, joten yhtälö ratkaistaan iteroimalla tavallisesti siten, että yhtälön oikealle puolelle sijoitetaan alkuoletukseksi  $F_s = 1$ . Tämän jälkeen uutena oletuksena käytetään yhtälöstä saatua  $F_s$  arvoa ja niin edelleen./5/

### 2.3 Morgenstern-Price-menetelmä

Morgenstern-Price-menetelmä toteuttaa voimatasapainoehdon lamellikohtaisesti sekä momenttitasapainoehdon koko liukupinnalla./7/ Menetelmä on esitetty graafisesti kuvassa 2.3





Kuva 2.3 Lamelliin kohdistuvat voimat Morgenstern-Price menetelmässä. /7/

Menetelmässä lamellien välisten normaali- ja leikkausvoimien suhde esitetään voimafunktion  $f(x)$  ja kertoimen  $\lambda$  avulla. Kun oletus voimafunktion  $f(x)$  muodosta on tehty, pystytään ongelma ratkaisemaan kokonaisvarmuutta  $F$  ja kerrointa  $\lambda$  varioimalla. Voimafunktion ja lamda-kertoimen vaikutusta on selvennetty jäljempänä yhtälöllä 2.9 sekä kuvilla 2.4 ja 2.5. Ratkaisun löytymistä iteratiivisessa prosessissa vaikeuttaa yhtälöiden epälineaarisuus ja monimutkaisuus. /7/

GeoCalc-ohjelmassa on mahdollista käyttää seuraavia voimafunktioita:

1.  $f(x) = \text{vakio} = 1$  (Spencerin menetelmä)
2.  $f(x) = \sin(x)$
3.  $f(x) = \text{trapetsoidi}$
4.  $f(x) = \text{Fredlund-Wilson-Fan funktio}$

Tässä diplomityössä Morgenstern-Price menetelmällä suoritetuissa laskelmissa käytetään funktioita  $f(x) = 1$  ja  $f(x) = \sin(x)$ .

Matemaattisesti menetelmä esitetään seuraavasti /2,7/: Tasapainotila saavutetaan asettamalla momentit, normaali- ja tangentiaalivoimat nollassi lamellin alapinnassa. Tällöin voimavektoreille voidaan kirjoittaa seuraavat yhtälöt:

$$S = y \frac{dE}{dx} - \frac{d}{dx}(Ey_t) \quad (2.4)$$

$$\Delta N = (\Delta W + \Delta S) \cos \theta + \Delta E \sin \theta \quad (2.5)$$

$$\Delta T = (\Delta W + \Delta S) \sin \theta - \Delta E \cos \theta \quad (2.6)$$

Mohr-Coulomb-kriteeri murtumiselle on

$$\Delta T = \frac{c \Delta x \sec \theta + \Delta N (\tan \phi)}{F} \quad (2.7)$$

Yhtälöt 2.5, 2.6 ja 2.7 yhdistämällä, kun  $x \rightarrow 0$ , saadaan:

$$\frac{dE}{dx} \left( 1 + \frac{\tan \phi}{F} \frac{dy}{dx} \right) + \frac{dS}{dx} \left( \frac{\tan \phi}{F} - \frac{dy}{dx} \right) = -\frac{c}{F} \left[ 1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 \right] - \frac{dW}{dx} \left( \frac{\tan \phi}{F} - \frac{dy}{dx} \right) \quad (2.8)$$

Kahdesta differentiaaliyhtälöstä 2.4 ja 2.8 tulisi ratkaista muuttujat  $E$ ,  $S$  ja  $y$ . Tämä tehdään mahdolliseksi lausekkeen 2.9 mukaisella oletuksella:

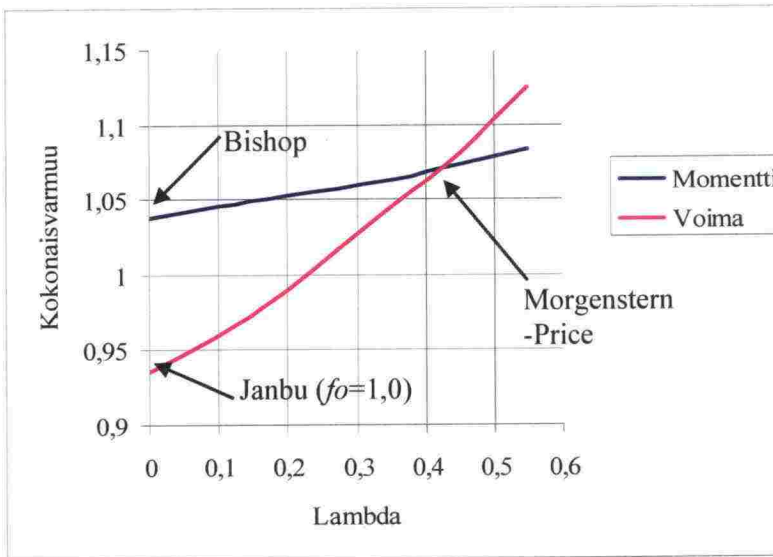
$$S = \lambda f(x) E \quad (2.9)$$

,missä

$\lambda$  on vakioarvo, jota varioimalla yhtälö ratkaistaan.

$f(x)$  on yhteys lamellien välisten leikkaus- ( $S$ ) ja normaalivoimien ( $E$ ) välille.

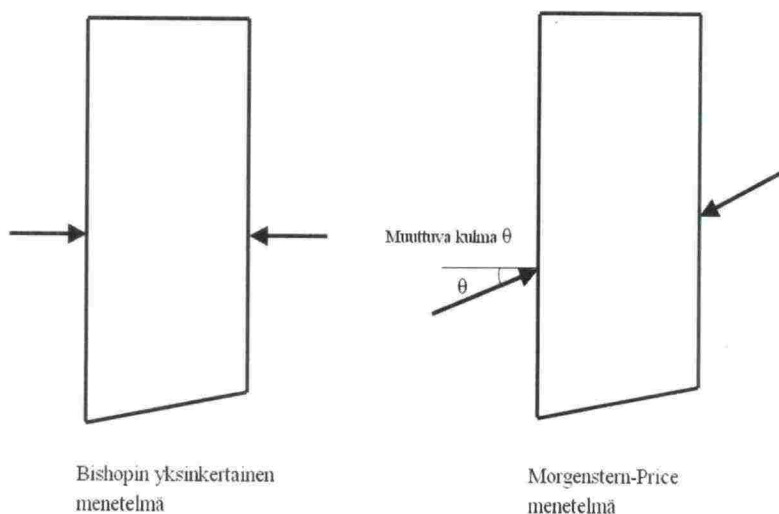
Kuvassa 2.4 on esitetty esimerkki kokonaisvarmuuden muodostumisesta eri laskentamenetelmillä. Bishopin menetelmä toteuttaa momenttitasapainon, mutta ei huomio lamellien välisiä leikkausvoimia. Tällöin lamda ( $\lambda$ ) on nolla. Janbun menetelmä toteuttaa voimatasapainon. Kuvaajassa ei ole huomioitu Janbun menetelmässä korjauskerrointa, eli  $f_o=1,0$ . Morgenstern-Price menetelmän tulee toteuttaa molemmat ehdot, jolloin varmuus löytyy momentti- ja voimatasapainokuvaajien leikkauspisteestä.



Kuva 2.4 Kokonaisvarmuuden määräytyminen eri laskentamenetelmillä. /50/

Kuvassa 2.5 on havainnollistettu Bishopin- ja Morgenstern-Price-menetelmän eroa menetelmien vaakavoimaoletusten avulla. Bishopin menetelmässä lamellien välisten leikkausvoimien huomiotta jättäminen johtaa siihen, että yksittäiseen lamelliin kohdistuva vaakavoima on aina kohtisuorassa lamellia vastaan. Morgenstern-

Price-menetelmässä vaakavoiman suunta on muuttuva. Vaakavoiman suuntaa ohjataan voimafunktion  $f(x)$  avulla./7,44/



Kuva 2.5 Vaakavoimaoletusten ero lamellimenetelmien välillä. /44/

## 2.4 Huomioita lamellimenetelmistä

### 2.4.1 Vakiokokonaisvarmuus

Lamellimenetelmässä määritetään vain yksi kokonaisvarmuuskerroin, jota käytetään koko liukupinnalle. Tämä perustuu yksinkertaistukseen, jonka mukaan jännitys suhteessa lujuteen olisi sama liukupinnan kaikissa osissa. Todellisuudessa kokonaisvarmuuden arvo  $F$  vaihtelee liukupinnan eri osissa homogeenisessäkin maaperässä, sillä jännitysten mobilisoitumisaste vaihtelee eri osissa liukupintaa./26/

### 2.4.2 Jännitysten jakautuminen

Lamellimenetelmässä liukupinnalla vallitseva normaalijännitys lasketaan pelkästään vertikaalisesti pisteen yläpuolelta tulevan kuormituksen perusteella. Tämä yksinkertaistus poikkeaa todellisuudesta varsinkin luiskan juuren alueella, jossa suoraan laskentapisteen päällä ei ole juurikaan maamassoja mutta käytännössä luiskassa ylempänä olevista maamassoista voi aiheutua pisteeseen merkittäviä jännityksiä. Oletus vääristää maan lujuutta, sillä  $c$ - $\phi$ -menetelmällä maan lujuus on riippuvainen vallitsevasta normaalijännityksestä. Lamellimenetelmä ei huomioi ulkoisen pintakuorman jakautumista maaperässä. /57/ Lamellien välisen vaakavoiman vaikutuspistettä ei myöskään todellisuudessa tunneta. Sijaintia voidaan arvioida esimerkiksi maanpaine-teorian avulla. Vaikutuspisteen sijainnilla ei kuitenkaan ole merkittävää vaikutusta kokonaisvarmuuteen./29/ Esimerkiksi Janbun menetelmässä vaikutuspisteen oletetaan olevan kolmasosan korkeudella lamellin pohjasta.

### 2.4.3 Liukupinnan sijainti

Lamellimenetelmissä pitää tehdä jonkinlainen alkuoletus rajoista, joiden sisältä vaarallisinta liukupintaa etsitään laskemalla lukuisia erilaisia liukupintoja. On siis olemassa riski, että vaarallisin liukupinta kulkee asetettujen hakurajojen poikki tai

kokonaan rajojen ulkopuolella, jolloin vaarallisin liukupinta jää löytymättä. Yleensä varma merkki liian suppeasta hakualueesta on se, että vaarallisin löytynyt liukupinta yhtyy hakualueen rajaan.

#### **2.4.4 Konvergointi**

Kuten edellä on esitetty, varmuuskerroin ratkaistaan lamellimenetelmissä yleensä iteroimalla. Lähtöoletuksina käytetään yleensä arvoja  $F_s = 1$  ja  $S/S + \Delta S = 0$ . Jos nämä lähtöoletukset ovat vääriä, voi iterointi lähteä väärälle polulle, jolloin ongelmaan ei löydy ratkaisua. Tätä ongelmaa esiintyy erityisesti tarkoilla menetelmillä, epäsäännöllisen muotoisilla liukupinnoilla ja suurilla vaakavoimilla.

GeoCalc-Stability ohjelma perustuu Slope 2000-laskentaohjelmaan, jossa varmuuskerroin ratkaistaan double QR -menetelmällä. Siinä varmuuskerroin ja lamellien väliset leikkausvoimat ratkaistaan monimutkaisilla matriisimanipulaatiolla ilman iterointia. Tämä on tavallista tietokonepohjaista iterointia tehokkaampi menetelmä. /2/



### 3 HUOKOSVEDENPAINE

#### 3.1 Yleistä

Lamellimenetelmissä liukupinnalla vallitseva lujuus määritetään tehokkaan normaali-jännityksen  $\sigma'_n$  avulla. Tehokkaan normaalijännityksen määrittämiseksi taas täytyy tuntea vallitsevan huokospaineen ( $u$ ) suuruus./5,32/

Huokospaineen laskennallinen määrittäminen painuvan penkereen alla on vaikeaa, sillä sen suuruuteen vaikuttavat maakerrosten jännitykset, vedenläpäisevyys, kokoonpuristuvuus sekä reunaehdot. Painuvalla penkereellä nämä tekijät eivät ole vakioita, vaan ne muuttuvat ajan funktiona./26/

Maaperän vedenjohtavuus on yleensä erilainen pysty- ja vaakasuunnassa siten, että vaakasuuntaan vedenjohtavuus on yleensä suurempi. Tästä johtuen penkereen keskiosan kuormittaminen aiheuttaa huokospaineen kasvua myös penkereen sivuilla. Lisäksi huokospaineen suuruus kehittyy yleensä eri tahtiin penkereen alla ja sivuilla, mikä saattaa aiheuttaa penkereen vakavuuden heikkenemisen pitkänkin ajan kuluttua kuorman lisäämisestä.

Huokospaineella on vakavuustarkasteluissa erityisen tärkeä merkitys. Vakavuuslaskelmien on usein todettu olevan epävarmalla pohjalla, mikäli huokospainetta ei ole luotettavasti mitattu, vaikka muutoin laskenta suoritettaisiinkin kehittynein laskentamenetelmin. Huokospaineen laskennallinen määrittäminen on vaikeaa, josta syystä  $c'-\phi'$ -laskelman pitäisi perustua laskentahetkellä mitattuun huokospaineeseen./26,43/

Huokospainetta joudutaan kuitenkin käytännössä määrittämään laskennallisesti, sillä vaikka ratapenkereen alta mitataan onnistuneesti huokospaine, tulisi huokospaine tietää myös junan kuormittaessa pengertä ja penkereen ollessa murtotilassa. Erityisen vaikeaa on huokosvedenpaineen määrittäminen vain osittain vedellä kyllästyneessä maassa./26,33/

#### 3.2 Skemptonin yhtälö

Huokospainetta voidaan arvioida monella tapaa. Tunnetuin lienee Skemptonin (1954) huokospaineparametrien A ja B käyttö. Tällöin huokospaineen muutos saa yhtälössä 3.1 esitetyn muodon./32/

$$\Delta u = B(\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)) \quad (3.1)$$

,missä

$\Delta u$  = huokospaineen muutos

$\Delta \sigma_1, \Delta \sigma_3$  = jännitysten  $\sigma_1$  ja  $\sigma_3$  muutokset

Suhteellisen kokoonpuristuvuuden ja maan huokoisuuden avulla esitettyä parametri B on yhtälön 3.2 mukainen.

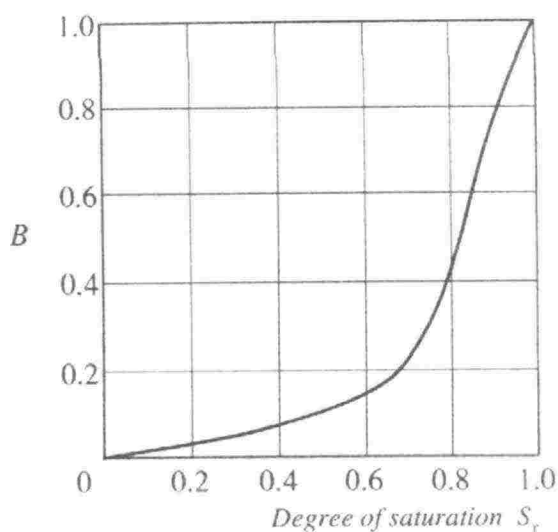
$$B = \frac{1}{1 + n(C_v / C_s)} \quad (3.2)$$

,missä

$n$  = maan huokoisuus



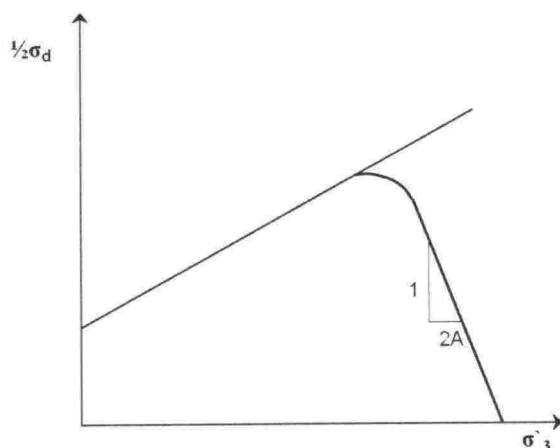
$C_S$  = maan kokoonpuristuvuusindeksi  
 $C_v$  = tyhjän tilan kokoonpuristuvuusindeksi



Kuva 3.1 Tyypillinen yhteys Skemptonin  $B$ -parametrin ja kyllästymisasteen välillä./51/

Kuten kuvasta 3.1 on nähtävissä, parametri  $B$  on likimäärin yksi (1), kun maa on vedellä kyllästynyt ja nolla (0), kun maan kyllästysaste on nolla. Maan ollessa täysin vedellä kyllästynyt, tyhjän tilan kokoonpuristuvuus on likimäärin nolla, jolloin  $C_v/C_S \rightarrow 0$ .

Parametri  $A$ :n arvo riippuu maalajista ja maakerroksen jännityshistoriasta. Parametri  $A$  määritetään kuvan 3.2 mukaisesti suljetulla kolmiaksaalikokeella jännityspolku-kuvaajan kulmakertoimesta./33/



Kuva 3.2 Huokospaineparametrin  $A$  määrittäminen jännityspolku-kuvaajasta (idealisoitu)./33/

Tällöin:

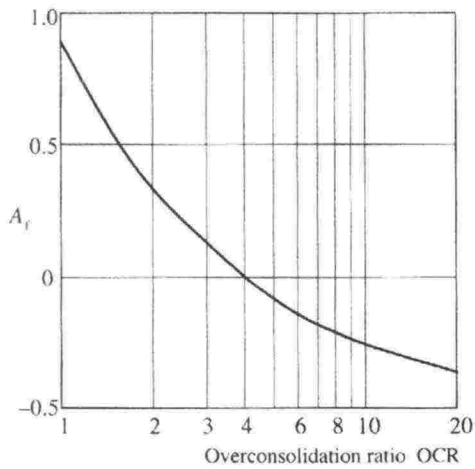
$$A = \left( \frac{\Delta\sigma'_3}{\Delta\sigma_d} \right) \quad (3.3)$$

, missä

$\Delta\sigma_d$  = deviatorinen jännitys

On osoitettu, että mikäli maa on käyttäytymiseltään lineaarisesti elastista,  $A = \frac{1}{3}$

suljetulla kolmiaksisiaalisella puristuskokeella mitattuna ja  $A = \frac{2}{3}$  suljetulla kolmiaksisiaalisella vetokokeella mitattuna. Tämä parametrin riippuvaisuus kuormitustavasta jopa lineaarisesti elastisilla maanäytteillä kyseenalaistaa yhtälön 3.1 käytettävyyden /33/.



Kuva 3.3 Tyypillinen yhteys Skemptonin A-parametrin ja ylikonsolidoitumisasteen (OCR) välillä./52/

### 3.3 Henkel/Scott-yhtälö

Alun perin Henkelin (1958,1960) esittämä ja myöhemmin Scottin (1963) täydentämä yhtälö on muotoa

$$\Delta u = \Delta\sigma_m + \frac{D_s}{3C_s} \times \frac{1}{3} \times \sqrt{(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2} \quad (3.4)$$

,missä

$C_s$  = kokoonpuristuvuusindeksi (compressibility of soil for isotropic stresses)

$D_s$  = dilataatiovakio (dilatancy coefficient)

$$\sigma_m = \sigma_{\text{oct}} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (3.5)$$

Lineaarisesti elastisella maalla  $D_s$  on kuormitustavasta riippumatta nolla (0), mikä voidaan katsoa eduksi Skemptonin yhtälöön verrattuna./33/ Käytännön kuormitus-tapauksissa maan käyttäytyminen on kuitenkin yleensä osittain plastista.

### 3.4 Janbun yhtälö

Janbu (1976) ehdotti kyllästyneelle maalle yhtälön 3.6 mukaista yksinkertaistettua versiota Henkel/Scott yhtälöstä.

$$\Delta u = \Delta \sigma_m - D \Delta \sigma_d \quad (3.6)$$

missä

$$\Delta \sigma_d = \Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3 \quad (3.7)$$

$D$  = dilataatio parametri (dilatancy parameter)

Janbun yhtälön  $D$  parametri voidaan määrittää kolmiakσιαalikokeella. On osoitettu, että erot Henkel/Scott -yhtälön ja Janbun -yhtälön välillä ovat käytännössä varsin pienet. Yhtälöiden parametrien välille voidaan esittää yhtälön 3.8 mukainen yhteys.

$$D \approx -0,15 \frac{D_s}{C_s} \quad (3.8)$$

Huomioitavaa on, että Skemptonin parametrit sekä Janbun  $D$ -parametri voidaan määrittää kokeellisesti kun taas Henkel/Scott-yhtälön parametrit vaativat kokemuseräistä tulkintaa. Skotheim (1979) on esittänyt Janbun  $D$  parametrin ja Skemptonin  $A$  parametrin välille yhtälössä 3.9 esitetyn yhteyden.

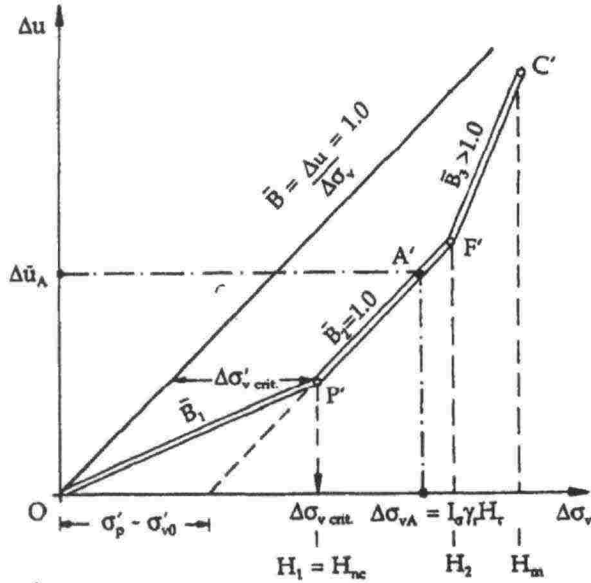
$$D = \frac{1+b}{3} - A \quad (3.9)$$

Missä  $b = 0$ , kun parametri  $A$  on saatu kolmiakσιαalisesta puristuskokeesta ja  $b = 1$ , kun  $A$  on saatu kolmiakσιαalisesta vetokokeesta./33/

### 3.5 Huokosylipaineen kehittyminen suhteessa pystyjännitykseen

Kuvassa 3.4 on nähtävissä huokosylipaineen kehittyminen, kun pengertä rakennetaan ylikonsolidoituneen maan varaan. Osuudella  $O-P'$  maa-alkio on ylikonsolidoituneessa tilassa, jolloin huokospaine kehittyy lineaarisesti, mutta hitaammin kuin pystyjännitys. Pisteestä  $P'$  pisteeseen  $F'$  liikutaan normaalikonsolidoituneella alueella. Tällä alueella huokosylipaine kehittyy yhtä suurena kuin pystyjännityksen lisäys.





Kuva 3.4 Huokospaineen  $u$  kasvaminen kuorman  $\sigma_v$  kasvaessa. /36/

Pisteiden F' ja C' välillä huokosylipaine kehittyy nopeammin kuin pystyjännitys. Ilmiö johtuu maan myötöpehmenemisestä penkereen ollessa lähellä murtotilaa ( $F=1,0 \dots 1,4$ ). Yksittäiset maa-alkiot ovat jo tällöin murtotilassa. Varsinainen sortuma tapahtuu, kun murtotilassa olevat maa-alkiot muodostavat yhtenäisen murtuman mahdollistavan pinnan./26/

Koska suomalaiset savet ovat yleensä normaalikonsolidoituneita, ei vaihetta O-P' ole yleensä havaittavissa. Kuva 3.4 on idealisoitu esimerkki. Aina ei pystytä havaitsemaan selvää pistettä F', jossa huokosylipaine lähtee kehittymään pystyjännitystä nopeammin. Mikäli huokosvedenpaine kasvaa pengertä kuormitettaessa huomattavasti normaali-jännityksiä enemmän, on se yleensä merkki erittäin huonosta stabiliteetista./26,36/

Lamellimenetelmissä oletetaan tehokkaan normaali-jännityksen ( $\sigma'_n$ ) ja sitä kautta huokosvedenpaineen ( $u$ ) olevan sama käyttötilassa ja murtotilassa (yhtälöt 3.10–3.12). Tämä tarkoittaa, että huokospaineen kasvua ei huomioida, kun penger kuormitetaan käyttötilasta murtotilaan. Näin saavutettu lujuus on esitetty kuvassa 3.5 katkoviivalla. Junan paino aiheuttaa huokospaineen kasvua suljetussa tilassa maan ollessa normaali- tai alikonsolidoitunutta. Jännitysten ollessa lähellä murtotilaa, huokospaineen kasvu on likimäärin kuorman kasvun suuruinen. Tämä on esitetty kuvassa 3.5 yhtenäisellä viivalla./26/

$$F = \frac{s}{\tau} = \frac{\text{Maan leikkauslujuus}}{\text{Leikkausjännitys}} \quad (3.10)$$

$$s = c + \sigma_n \tan \varphi \Rightarrow \quad (3.11)$$

$$\tau = \frac{s}{F} = \frac{c + \sigma_n \tan \varphi}{F} = \frac{c}{F} + \sigma_n \frac{\tan \varphi}{F} \quad (3.12)$$

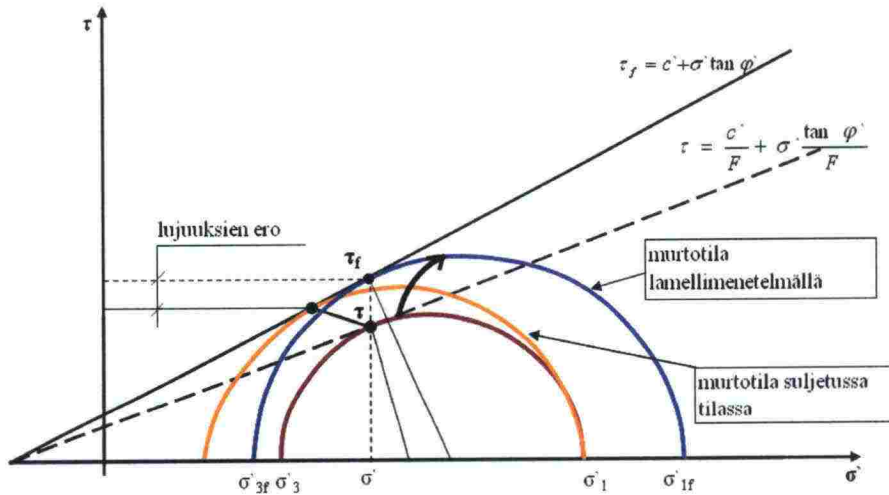
,missä

$c$  = koheesio

$\varphi$  = kitkakulma

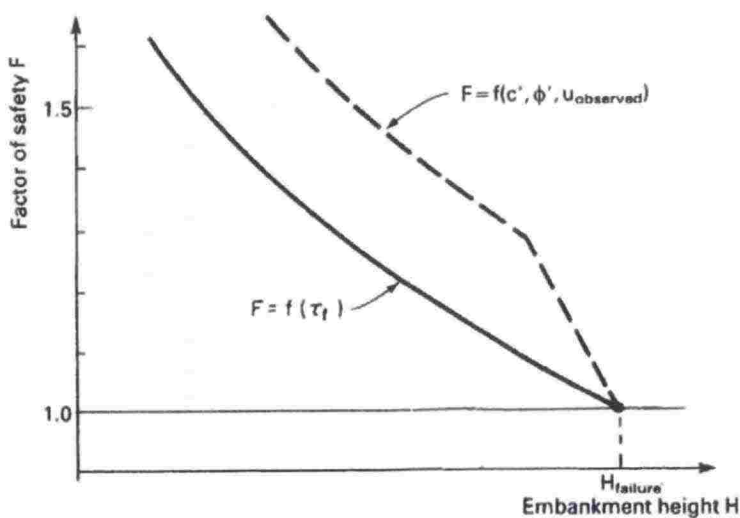
$\sigma_n$  = normaali jännitys

Kuvassa 3.5 on havainnollistettu lamellimenetelmän ja suljetun tilan murtotilojen eroa Mohrin ympyröiden avulla. Vaikka myötöpinnat yhtyvät samaan murtosuoraan, saavutetaan lamellimenetelmällä suurempi leikkauslujuus.



Kuva 3.5 Tasapainotilaa ja murtotilaa vastaavat Mohrin ympyrät. /26/

Kuvasta 3.6 voidaan nähdä tehokkaiden parametrien tuottavan suuremman kokonaisvarmuuden suljettuun leikkauslujuuteen nähden stabiileissa, normaalikonsolidoituneissa olosuhteissa. Kokonaisvarmuuden arvolla  $F = 1,0$  molemmat menetelmät antavan yhtenevän tuloksen.



Kuva 3.6 Kokonaisvarmuuden muuttuminen kuorman funktiona normaalikonsolidoituneilla mailla. /26/

Suljettu leikkauslujuus  $s_u$  antaa kuvan maan leikkauslujuudesta murtotilassa. Suljettu leikkauslujuus määräytyy kuitenkin yleensä siipikairalla saatuun redusoituun leikkauslujuuteen. Tällöin mitataan lähinnä maan pystysuuntaisen pinnan lujuutta. Mitä suurempaa on saven anisotropia, sitä huonommin siipikairaus kuvaa maan todellista lujuutta. Vaikka normaalikonsolidoituneilla savilla anisotropia on yleensä pientä, kasvaa se ratapenkereen alla kuormituksen vaikutuksesta. Redusoidun siipikairaustuloksen on kuitenkin todettu kuvaavan varsin hyvin "keskimääräistä" lujuutta leikkauspinnalla.

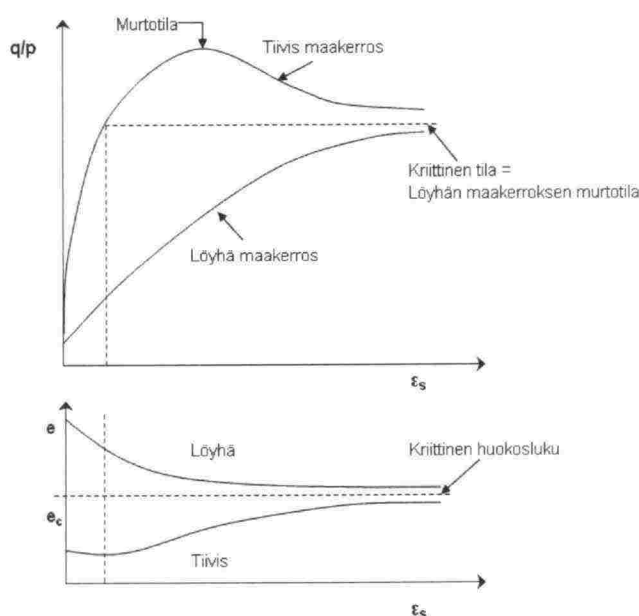
/26,31/



## 4 ELEMENTTIMENETELMÄ

### 4.1 Yleistä maan käyttäytymisestä

Perinteisissä lamellimenetelmissä maamassan ja rakenteen tasapainoa tarkastellaan maan ollessa murtotilassa. Tällöin maan leikkauslujuuden oletetaan olevan täysin kehittynyt tietyllä leikkauspinnalla. Tiiviissä maakerroksessa murtokohdassa myötölujittuminen vaihtuu myötöheikkenemiseksi. Löyhässä maakerroksessa myötölujeneminen jatkuu, kunnes saavutetaan kriittinen tila. Löyhässä maakerroksessa murtotila yhtyy kriittiseen tilaan. Kriittisessä tilassa maakerroksen leikkausmuodonmuutos kasvaa ilman, että jännityssuhde ja tilavuus muuttuvat./32/



Kuva 4.1 Tiiviin ja löyhän maakerroksen murtotila ja kriittinen tila. /32/

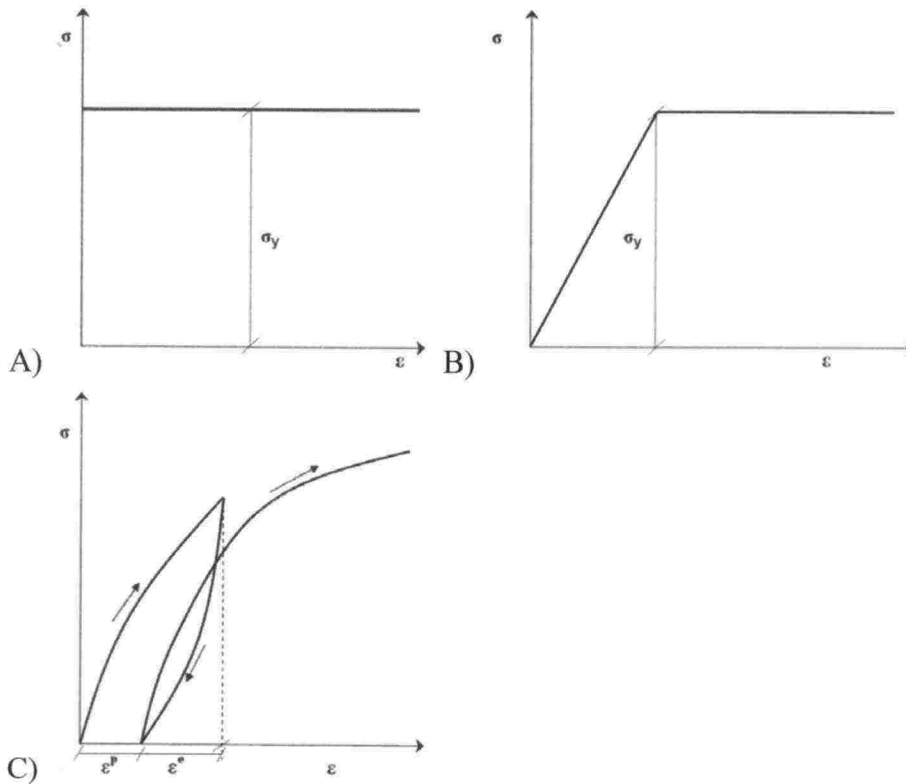
Oletus maaperän täysin lineaarisesta ja elastisesta käyttäytymisestä ei ole paikkansa-pitävä edes pienillä kuormitustasoilla. Maa on materiaalina epähomogeeninen, epäjatkuva ja anisotrooppinen koostuen maa-ainespärtikkeleista, ilmasta ja vedestä.

Maan mekaaniseen käyttäytymiseen vaikuttavat muun muassa:

- mineraalikoostumus ja mineraalien lujuus
- raekoon vaihtelu
- rakeiden muoto ja pinnan rakenne
- koheesio
- rakeiden asento toisiinsa nähden
- kosteusvaihtelut
- aika
- kuormitustapa
- jännityspolku ja jännityshistoria
- huokospaine
- erilainen käyttäytyminen avoimessa ja suljetussa tilassa

Epäjatkuvuudesta johtuen kontinuumimekaniikasta johdetut materiaalin jännitys-muodonmuutosriippuvaisuutta kuvaavat säännöt eivät täysin päde maamateriaalilla. Maassa jokainen sen komponenteista vaikuttaa materiaalin käyttäytymiseen. Oletuksia ja yksinkertaistuksia täytyy kuitenkin tehdä, jotta maan käyttäytymisen mallintaminen on mahdollista./37/

Muodonmuutokset jakautuvat yleensä kimmoiseen ja plastiseen osaan. Plastinen muodonmuutos ei palaudu kuormituksen poistamisen jälkeen. Maakerroksen pienistäkin muodonmuutoksista osa jää pysyviksi, eikä elastisen ja plastisen käyttäytymisen raja ole selvä./32/



Kuva 4.2 Maan idealisoitu ja kolmiakselikokeissa havaittu käyttäytyminen./32/

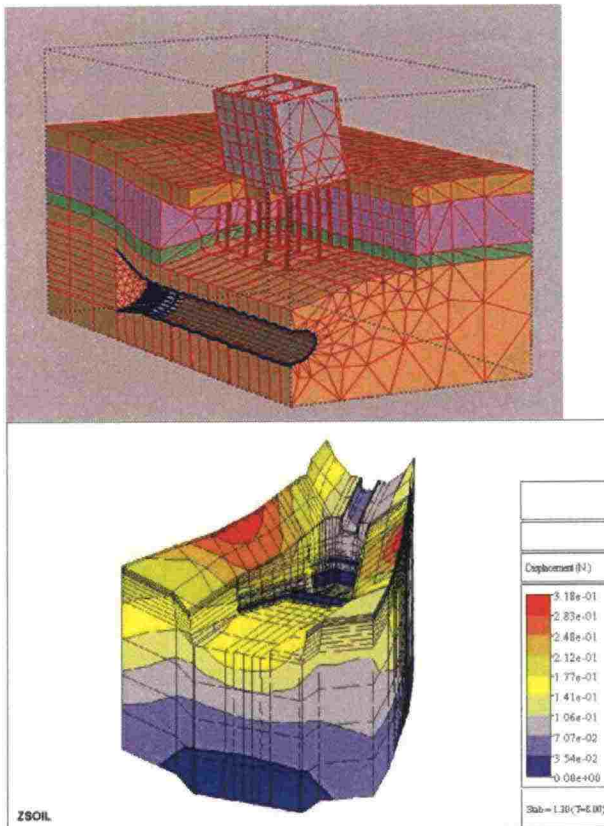
- A) jäykkä ideaaliplastinen materiaalmalli
- B) kimmoinen ideaaliplastinen materiaalmalli
- C) saven käyttäytyminen suljetussa kolmiakselikokeessa

## 4.2 Elementtimenetelmän historia ja kehittyminen

Elementtimenetelmä (finite element method, FEM) kehitettiin alun perin monimutkaisten rakenteellisten ongelmien ratkaisuun vastaamaan rakenne- ja avaruustekniikan tarpeisiin. Menetelmän kehityksen voidaan katsoa alkaneen 1940-luvun alussa, kun A. Hrennikoff ja R. Courant omaksuivat osittaisdifferentiaaliyhtälöiden ratkaisuun täysin uudenlaisen lähestymistavan, jossa jatkuvia arvojoukkoja diskretoidaan paloittain elementtiverkon avulla. Diskretoinnilla tarkoitetaan (jatkuvan) funktion arviointia diskreetillä funktiolla, jossa on äärellinen määrä pisteitä./1,39/

Courant jakoi arvojoukon äärellisiin kolmioalueisiin ratkaistakseen toisen kertaluvun osittaisdifferentiaaliyhtälöitä. Courantin työlle olivat aiemmin luoneet vahvan pohjan Rayleigh, Ritz ja Galerkin työskennellessään osittaisdifferentiaaliyhtälöiden parissa jo puolivuosisataa aiemmin.

Elementtimenetelmän kehitystyö käynnistyi todenteolla 1950-luvun puolenvälin jälkeen Berkeleyn yliopistossa, jota voidaan pitää myös elementtimenetelmän syntykotina siellä suoritettun mittavan tutkimustyön johdosta. Termiä "finite element" käytti ensimmäisen kerran R.W. Clough vuonna 1960 julkaisussaan *The Finite Element Method In Plane Stress Analysis*. Ensimmäiset kaupalliset FEM-ohjelmat saapuivat markkinoille 1970-luvulla./39/



Kuva 4.3 Paaluperustuksen ja tunnelin muodonmuutokset/53/, sekä tukimuurin muodonmuutokset/54/ mallinnettuna 3D-FEM ohjelmistoilla.

Tietokoneiden laskentatehojen kasvaessa myös elementtimenetelmän sisäinen tarkkuus on kasvanut huomattavasti. Nykypäivänä monilla tekniikan aloilla on jo käytössä erittäin tarkkaan 3D-mallinnukseen kykeneviä ohjelmistoja. Myös geotekniikan alalla 3D-mallinnuksen aikakausi on alkanut ja tällä hetkellä on saatavilla ainakin tunnelien ja perustusten 3D-mallintamiseen soveltuvia FEM-ohjelmistoja (kuva 4.3).

#### 4.3 Elementtimenetelmän perusidea

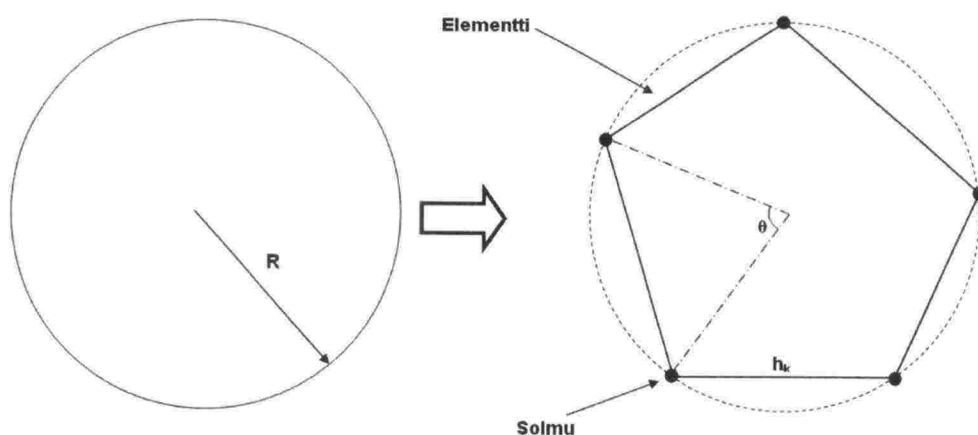
Elementtimenetelmä perustuu karkeasti ottaen siihen, että monimutkainen ongelma, joka on vaikea tai mahdoton ratkaista, muunnetaan osiksi (elementeiksi) ja ratkaistaan



osissa. Osat kootaan yhteen ja saadaan aikaan approksimoitu eli likimääräinen ratkaisu alkuperäiseen ongelmaan./1,46,48/

Elementtimenetelmäohjelma muodostuu yleensä kolmesta osiosta; esikäsittelijässä (preprocess) luodaan geometria, määritetään käytettävät elementit ja niiden ominaisuudet, määritetään materiaaliarvot ja kuormat, tehdään elementit ja annetaan reunaehdot. Ratkaisijassa (process) voidaan myös antaa ja muuttaa reunaehtoja, valitaan analyysityyppi, valitaan analyysivaihtoehtoja (esim. materiaalmalli) ja ratkaistaan malli. Jälkikäsittelijässä (general postprocess) tutkitaan laskentatuloksia, kuten esimerkiksi muodonmuutoksia ja aikakäyttäytymistä./45,46/

Menetelmän laskentaperiaatetta voidaan tarkastella yksinkertaisen ympyräesimerkin avulla, jossa pyritään laskemaan ympyrän piiri elementtimenetelmällä approksimaation avulla. Kuvassa 4.4 ympyrä on muunnettu viisikulmioksi, joka koostuu siis viidestä elementistä ja elementtejä yhdistävistä viidestä solmupisteestä./48/



Kuva 4.4 Ympyrä diskretoituna 5 elementiksi ja 5 solmupisteeksi./48/

Viisikulmion sivun pituus on yhtälön 4.1 mukaisesti

$$h_k = 2R \sin \frac{\theta_k}{2}, \quad (4.1)$$

koska

$$\theta_k = \frac{2\pi}{n} \quad (4.2)$$

missä  $n$  on monikulmion sivujen lukumäärä. Sijoittamalla yhtälö 4.2 yhtälöön 4.1 saadaan sivun pituudeksi

$$h_k = 2R \sin \frac{\pi}{n} \quad (4.3)$$

Piiriä laskettaessa sivujen pituudet summataan, jolloin piiriksi saadaan:

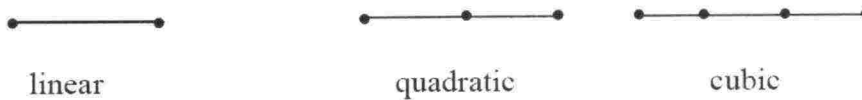
$$P = \sum_{k=1}^n 2R \sin \frac{\pi}{n} = 2R \sin \frac{\pi}{n} \times n = 2 \times 5R \sin \frac{\pi}{5} \approx 5,88R \quad (4.4)$$

Viittä elementtiä käyttämällä saatiin siis approksimoitu tulos ympyrän piiriksi. Kun elementtien määrää kasvatetaan, tulos lähestyy tarkkaa tulosta, joka on  $P = 2 \times \pi \times R$ . Esimerkiksi approksimoimalla ympyrää 100 elementillä saadaan ympyrän piiriksi  $P \approx 6,2822R$ , joka poikkeaa tarkasta tuloksesta vain noin 0,16 %.

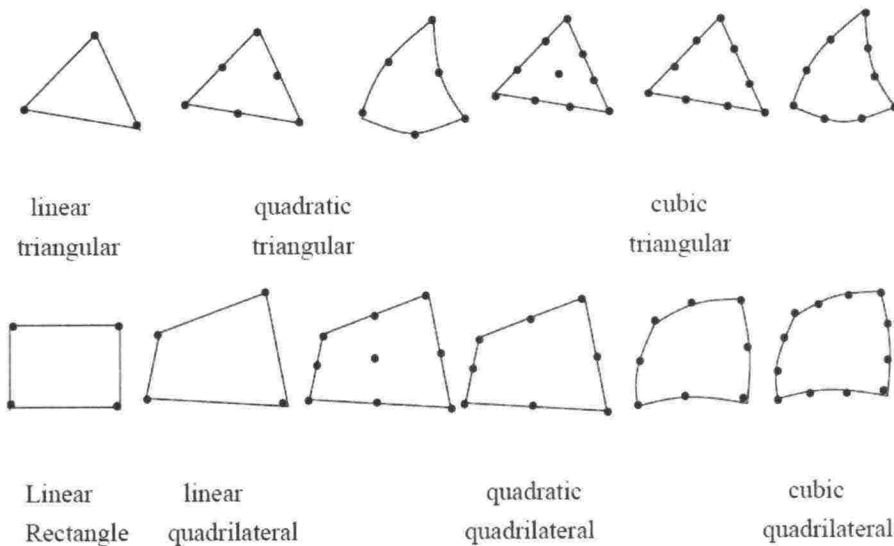
Näin siis yksinkertaisessa ongelmassa (ympyrä), joka pystytään kuvaamaan elementeillä mielivaltaisen tarkasti elementtien määrää lisäämällä, saavutetaan myös mielivaltaisen tarkka lopputulos. Tähän ei luonnollisestikaan pystytä maamekaniikassa, sillä muuttujia ja tuntemattomia tekijöitä on huomattavasti enemmän.

#### 4.3.1 Elementtityypit

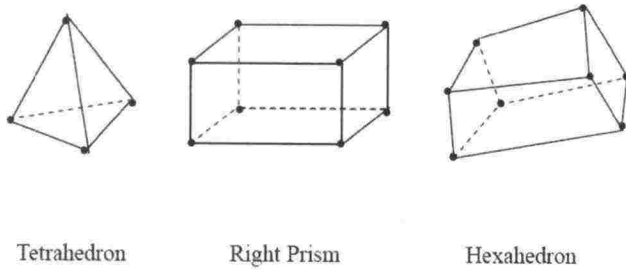
Elementtimenetelmään perustuvissa ohjelmissa geometria ja kaikki mallinnettavat objektit muodostuvat erilaisista elementeistä. Elementti voi olla muodoltaan eli geometrialtaan esimerkiksi jana, kolmio, tetraedri tai särmiö. Kuvissa 4.5–4.7 on esitetty tyypillisimmät elementtien muodot./37,49,55/



Kuva 4.5      Yksiulotteiset elementit./55/

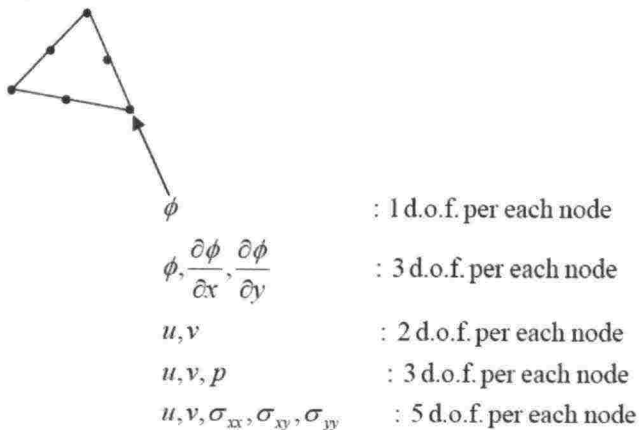


Kuva 4.6      Kaksiulotteiset kolmi- ja nelikulmaiset elementit./55/



Kuva 4.7 Kolmiulotteiset elementit./55/

Elementin muodon lisäksi elementtityypin määrittely vaatii interpoloivien funktioiden ja elementin vapaiden parametrien eli vapausasteiden (degree of freedom, d.o.f) määrittelyn. Nämä kolme seikkaa yhdessä määräävät solmujen lukumäärän ja sijainnin. Riippuen siitä, millaiset kanta-funktiot ja vapausasteet on valittu, ei kaikkia vapausasteita voi välttämättä assosoida tiettyihin solmuihin tai paikkaan yksikäsitteisesti. Niinpä vapausasteiden määrä voi kussakin solmussa vaihdella ratkaistavan ongelman mukaan, kuten kuvassa 4.8 on ilmennetty./49,55/



Kuva 4.8 Vapausasteiden(d.o.f) määrä voi vaihdella tarpeen mukaan./55/

Käytettävän elementtiverkon solmujen vapausasteiden yhteenlasketun määrän voidaan katsoa määrittävän mallin koon. Kolmiulotteisuus lisää luonnollisesti huomattavasti vapausasteiden määrää. Tällä hetkellä suurissa malleissa vapausasteiden lukumäärä liikkuu kymmenissä tuhansissa ja suurimmat 3D-mallit ovat suuruusluokaltaan 500 000-1 000 000 yhteenlaskettua vapausastetta. Laskenta-aika ja tarvittava laskentateho kasvavat mallin kasvaessa./49,55/

Esimerkiksi PLAXIS -ohjelmassa käyttäjä voi valita joko 15- tai 6-solmuisen kolmioelementin maakerrosten mallintamiseen. 15-solmuisen elementin yhteydessä käytetään neljännen kertaluvun interpolaatiofunktioita. Elementti sisältää 12 jännityspistettä (Gaussin pistettä), joissa vallitseva jännitystila lasketaan. 6-solmuisen elementin yhteydessä vastaavasti käytetään toisen kertaluvun funktioita. 6-solmuinen elementti sisältää kolme Gaussin pistettä./19,20/

Stabiiliteetilaskelmissa tulisi käyttää tehokkaampia 15-solmuisia elementtejä, sillä 6-solmuisten elementtien on todettu yliarvioivan kokonaisvarmuuksia tai murtoon



tarvittavaa kuormitusta. Yksinkertaisempia elementtejä kannattaa käyttää lähinnä harkinnan mukaan yksinkertaisissa muodonmuutosanalyysissä./19,20/

Ponttiseiniä, ankkureita, geoverkkoja yms. mallinnetaan erillisillä laatta- ja palkki-elementeillä (plate and beam elements), jotka pyrkivät mahdollisimman hyvin kuvaamaan kyseisten rakenteiden käyttäytymistä. Maan ja rakenteen välistä vuorovaikutusta mallinnetaan interface-elementeillä. Elementeillä pyritään kuvaamaan maan ja rakenteen suhteellista liikettä. Laskennallisista syistä elementeillä on virtuaalinen, nollasta hieman poikkeava paksuus. Elementin virtuaalinen paksuus määrittelee, kuinka paljon elastisia muodonmuutoksia maan ja rakenteen välillä tapahtuu./19,20/

#### **4.3.2 Elementtiverkon luonti**

Elementtiverkon täytyy täyttää tietyt vaatimukset. Verkossa ei esimerkiksi saa olla aukkoja tai elementit eivät saa leikata mallin reunoja. Verkon tiheyden tulee olla myös muunnettavissa, jotta laskenta-aikaa pystytään tarvittaessa pienentämään tai tarkkuutta kasvattamaan. Elementtiverkon karkeutta on myös hyvä pystyä tihentämään mallin tietyissä osissa, joissa tarvitaan tarkempaa analyysia. Numeerinen laskenta on sitä tarkempi, mitä säännöllisemmän muotoisia elementit ovat. Näin ollen esimerkiksi nelikulmion muotoiset tai tasasivuiset kolmioelementit ovat hyvä valinta. Useasolmuisia elementtejä käytettäessä tulee tiedostaa että elementin kulmissa ja sivuilla olevilla solmuilla on erilaiset ominaisuudet, joten toisen elementin kärjen ei tulisi liittyä toisen elementin sivusolmuun./19,49/

Kolmioelementit pystyvät mukautumaan epäsäännölliseen geometriaan ja niiden keskinäinen koko voi vaihdella elementtiverkkoa vääristämättä. Nelikulmion malliset elementit olisivat numeerisen suorituksen kannalta parempia mutta tällaisten verkkojen luominen automaattisesti on huomattavasti hankalampaa. Niinpä yleisimmin verkot koostuvat ainakin osittain kolmioelementeistä./19,37,49/

Kaupallisissa elementtimenetelmäohjelmissa verkon luonti tapahtuu yleensä joko täysin automaattisesti tai puoli automaattisesti. Käyttäjän vastuulle jää tällöin lähinnä elementtiverkon oikean tiheyden arviointi ja valinta sekä mahdollisesti elementtien muodon valinta. Vaihtoehtoja voi silti tällöinkin olla kymmeniä./23/

PLAXIS-ohjelmassa elementtiverkko koostuu kolmioelementeistä ja sen luonti tapahtuu automaattisesti Sepran kehittämän verkonluontiohjelman avulla. Ohjelma luo epäsäännöllisen kolmioelementtiverkon, joka valmistajan mukaan yleensä tarjoaa paremman numeerisen suorituskvyn säännölliseen verkkoon verrattuna./19/

### **4.4 Laskentaprosessi**

#### **4.4.1 Ratkaisutekniikat ja laskentaprosessi**

Itse ratkaisuvaiheen suorittamiseen on useita ratkaisutekniikoita, kuten Skyline, Frontal Wave, Gaussin eliminointi, Cholesky ja Gauss-Seidel. Tekniikoihin ei tässä työssä paneuduta tarkemmin./1,49/

Alla on kuitenkin esitetty esimerkki yksinkertaisesta Gaussin iteratiivisesta ratkaisutekniikasta, jota käytetään esimerkiksi PLAXIS -ohjelman Mohr-Coulomb materiaalmallin yhteydessä./20/

Laskentaprosessi etenee seuraavasti:

- Luodaan jäykkyysmatriisi, joka määrittää mallin geometrian ja materiaalien ominaisuudet.
- Otetaan ensimmäinen iterointiaskel  $i \rightarrow i + 1$
- Muodostetaan uusi kuormitusvektori ja vastausvektori
- Lasketaan epätasapainon suuruus = (kuormitusvektori - vastausvektori)
- Asetetaan muodonmuutokset nolaksi
- Uusi iterointiaskel  $j \rightarrow j + 1$
- Päivitetään muodonmuutokset
- Lasketaan venymät ja jännitykset
- Muodostetaan uusi vastausvektori
- Lasketaan uusi epätasapainon suuruus
- Lasketaan tehty virhe =  $\left( \frac{\text{epätasapaino}}{\text{kuormitusvektori}} \right)$
- Jos virhe on asetettua virhetoleranssia suurempi, seuraa taas uusi iterointikierros kunnes tarpeeksi tarkka tulos saavutetaan
- Kun hyväksytty tulos on saavutettu, päivitetään tapahtuneet muodonmuutokset ja viedään ne tulohjelmaan (post-process).

#### 4.4.2 Numeerisen tarkkuuden parantaminen

Elementtimenetelmän numeerista tarkkuutta pystytään periaatteessa parantamaan kahdella tavalla, joko elementtiverkkoa muuttamalla tai kasvattamalla interpolaatiopolynomien kertalukua. Yleensä ohjelman käyttäjä ei pysty vaikuttamaan laskentaproseduurin käyttämiin approksimaatiofunktioihin, joten ainoaksi mahdollisuudeksi jää elementtiverkon muuttaminen. Elementtiverkkoa voidaan joko tihentää, eli elementtien määrää lisätä tai elementtien määrä voidaan säilyttää ennallaan ja käyttää useampi-solmuisia elementtejä. Nämä toimenpiteet pienentävät siis ainoastaan numeerisesta laskennasta syntyvää virhettä, ei esimerkiksi puutteellisista lähtötiedoista tai materiaalmallista johtuvaa virhettä./19,23,49/

#### 4.5 Elementtimenetelmän edut

Elementtimenetelmän eduiksi voidaan mieltää ainakin seuraavia seikkoja/19,23/:

- Pystytään helposti käsittelemään vaikeita geometriamalleja.
- Pystytään tekemään monimutkaisia analyyseja, kuten mallintamaan epälineaarisia muodonmuutoksia tai dynaamista käyttäytymistä.
- Pystytään hallitsemaan monimutkaisia kuormitustapauksia, kuten aikariippuvaisia kuormia.
- Voidaan analysoida staattisesti määräämättömiä rakenteita.
- Pystytään mallintamaan epähomogeenisia materiaaleja, sillä periaatteessa jokaisella mallin elementillä voi olla eri materiaaliominaisuudet.



Geotekniikassa pystytään mallintamaan sekä painumakäyttäytyminen että stabiliteetti samalla mallilla ajan funktiona. Ohjelmilla pystytään mallintamaan myös suuria muodonmuutoksia ja sekundaaripainumaa (creep). Eri rakennusvaiheet voidaan mallintaa melko tarkasti, kuten pengerrys tai kaivu osissa. Ohjelmaan on mahdollista esimerkiksi syöttää, kuinka kauan kunkin rakennekerroksen rakentaminen kestää ja kuinka kauan kestää, ennen kuin seuraavan kerroksen rakentaminen aloitetaan./23,38/

Stabiliteetilaskennassa elementtimenetelmän suurin hyöty lienee siinä, että huokospaineen kasvua penkereen alla ja sen vaikutusta stabiliteettiin myös murtotilanteessa voidaan arvioida, kun stabiliteettitarkastelu suoritetaan myötölujenevalla materiaalmallilla. Huokosveden ylipaineella on merkittävä vaikutus penkereen stabiliteettiin, kun pohjamaa on huonosti vettä läpäisevää. Eri materiaalmalleja on käsitelty kappaleessa 5.3./19,26/

Elementtimenetelmää käytettäessä ei tarvitse tehdä oletuksia liukupinnan suhteen, esim. liukupinnan tyyppi, muoto ja sijainti. Lamellimenetelmissä joudutaan arvioimaan lamellien välisten voimien suunta ja sijainti. Tältä luonnollisesti vältetään elementtimenetelmää käytettäessä. Lamellimenetelmissä oletetaan, että kokonaisvarmuus on sama koko liukupinnan matkalla. Toisin sanoen oletetaan vallitsevan jännityksen ja maan lujuuden suhteen pysyvän vakiona. Todellisuudessa varmuuskerroin vaihtelee liukupinnan eri osissa homogeenisessäkin luiskassa, sillä muodonmuutosten mobilisoitumisaste vaihtelee liukupinnan eri osissa. Elementtimenetelmällä nähdään, missä tapahtuvat suurimmat muodonmuutokset ja pystytään havainnoimaan penkereen murtumismekanismeja, esimerkiksi progressiivisen murtumisen etenemistä. Tämä helpottaa myös mahdollisten vahvistustoimenpiteiden kohdentamista./17,19,23/

#### 4.6 Elementtimenetelmän rajoitukset

Elementtimenetelmä tarjoaa parhaimmillaan tehokkaan ja monipuolisen työkalun geoteknisten ongelmien mallintamiseen. Monipuolisuudestaan ja visuaalisuudestaan huolimatta on syytä muistaa, että ohjelman tarjoama ratkaisu perustuu pelkästään käyttäjän antamien lähtötietojen numeeriseen analyysiin. Ohjelma ei ota kantaa siihen onko ongelmanasettelu oikea tai onko tutkittavan ongelman laatua tiedostettu lainkaan. Kun ongelma on ensin identifioitu, voidaan numeerisen analyysin keinoin saada arvokasta lisätietoa ongelman luonteesta.

Elementtimenetelmiin perustuvilla ohjelmilla on ongelmia myötöpehmenevien materiaalien mallintamisessa. Tällöin numeerinen analyysi päättyy siihen, että erittäin suuria leikkausvenymiä esiintyy hyvin kapeilla alueilla. Tällöin tulokset ovat erittäin riippuvaisia mallin reunaehdoista, kuten elementtiverkosta ja mallin geometriasta./23/

Ongelmallisiksi dilatoiville maamateriaaleille on todettu suljetun tilan (undrained) analyysit sekä avoimen tilan (drained) analyysit, joissa tilavuuden muutos on estetty. Ongelmat voivat ilmetä mahdollittoman suurina tehokkaiden jännitysten arvoina, sekä maan lujuuden ja jäykkyyden epärealistisinä arvoina. Ongelma pyrkii korostuman dilataatiokulman kasvaessa. Tärkeää onkin arvioida, voivatko sekä vakiotilavuus että dilataatio toteutua kyseisissä tapauksissa. Savilla dilataatio on yleensä nolla ( $\psi = 0^\circ$ )./15,23/

Kolmas tunnettu ilmiö on kinemaattisen deformaation vaihtoehtojen ja määrätyn myötösäännön yhteensopimattomuus. Liian monia vapausasteita sisältävien elementtien käyttö voi johtaa laskentakapasiteetin ylittymiseen. Tämä johtuu siitä että maan tulee käyttäytyä elastisesti toimiakseen myötösäännön ja siirtymäfunktioiden asettamien reunaehtojen mukaan. Joskus siis saavutetaan parempia tuloksia käyttämällä yksinkertaisempia elementtejä maan plastista käyttäytymistä mallinnettaessa. /23/

Erittäin ohuet maakerrokset tuottavat ongelmia elementtimenetelmän käytölle. Elementtimenetelmää käyttämällä ei toistaiseksi ole mielekästä mallintaa esimerkiksi muutamia millimetrejä paksuja heikkoja maakerroksia, sillä laskenta-ajat kasvavat erittäin tiheän elementtiverkon myötä liian pitkiksi. Yksi laskenta saattaa kyseisissä tapauksissa kestää jopa päiviä. /29/ Ongelmia on myös havaittu stabiiliteettitarkasteluissa tilanteissa, joissa savikerrosten välissä on ollut ohut hiekka- tai silttinen hiekkakerros. /10/ Materiaalien suuret jäykkyyserot aiheuttavat numeerisia ongelmia. Tilannetta voidaan havainnollistaa yksinkertaisen jousimallin avulla /46/:



$k_1 \gg k_2, k_2 \approx 0$ , tällöin

$$[(k_1 + k_2) - k_2]u_2 = P \Rightarrow u_2 = \frac{P}{k_2} \approx \frac{P}{0} \quad (4.5)$$

Pieniä virheitä syntyy tietokoneen käyttäessä laskennassa pyöristettyjä arvoja tarkkojen lukuarvojen sijaan, esimerkiksi  $\sqrt{2} = 1,41421\dots$  ja  $\pi = 3,14159\dots$

Itse ohjelman toimintaa voi testata erilaisilla, tarkoitusta varten kehitetyillä referenssilaskelmilla, benchmarkeilla. Benchmarkkien tarvetta lisää entisestään se että eri laskentaohjelmien laskentaproseduurit ovat erilaisia ja niiden laskentavaiheiden läpiviennistä ei useinkaan ole saatavilla yksityiskohtaista tietoa. /23/ Erityisesti geotekniikkaa koskevia, benchmarkingin merkitystä korostavia tekijöitä ovat:

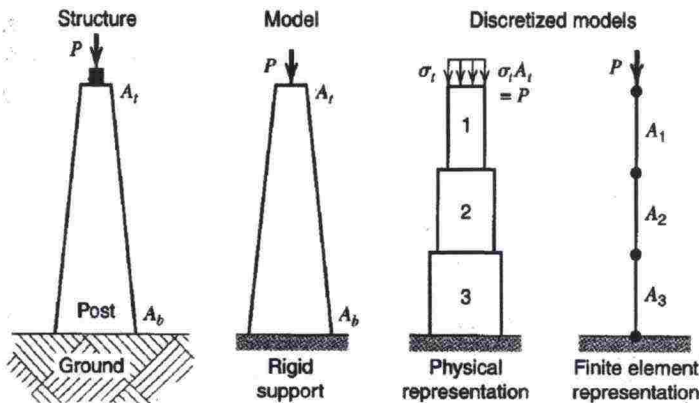
- Materiaalimallien kirjo on laaja. Tietylle maalajille ei myöskään voida osoittaa käytettäväksi tiettyä materiaalimallia.
- Mallinnettavan alueen rajausta ei yleensä ole yksiselitteinen, vaan alueen laajuuden määrittäminen jää käyttäjän ratkaistavaksi.
- Rakentamista ei useinkaan pystytä mallintamaan kovin tarkkaan ajallisesti ja paikallisesti. (kerrospaksuudet, rakennusaika)
- Maan ja rakenteen vuorovaikutus on oleellinen tekijä. Esimerkiksi tietyillä interface-elementeillä mallinnus voi johtaa numeerisiin ongelmiin.

Esimerkiksi Plaxis-ohjelman käyttäjille suunnatussa Plaxis Bulletin-julkaisussa julkaistaan tehtäviä, joissa annetaan tietyn ongelman geometriatiedot, materiaali-parametrit sekä listaus halutuista laskentatuloksista. Ohjelman käyttäjät ratkaisevat tehtäviä ja laskentatuloksista julkaistaan yhteenveto ja analyysi. Näin saadaan arvokasta



tietoa käyttäjien laskentatavoista, ohjelman toiminnasta ja laskentatulosten vaihtelusta./19,21/

Varsinkin monimutkaisemmat materiaaalimallit vaativat lähtötiedoikseen useita maa-parametreja. Niiden määrittäminen vaatii useita laboratoriokokeita laadukkaista maanäytteistä. Hienostuneilla laskentaohjelmilla oikeinkin suoritettut laskelmat ovat merkityksettömiä, jos ne perustuvat lähtötietoihin, jotka ovat virheellisiä, puutteellisia tai väärin tulkittuja.



Kuva 4.9 Elementtimenetelmään perustuva analyysi on simulaatio todellisuudesta. Virheitä aiheutuu mallinnuksesta, yhtälöiden diskretoinnista ja numeerisista ongelmista. /47/

Elementtimenetelmällä saavutettu ratkaisu on joka tapauksessa aina vain likimääräinen esitys todellisuudesta, kuten kuvan 4.9 havainnollistuksestakin ilmenee. Tarkkaa ratkaisua lähestyttäessä mallin suurimpien elementtien koko käy äärettömän pieneksi. Mallin tarkkuutta voidaan lisätä joko lisäämällä solmupisteiden määrä elementtiä kohti tai itse elementtien määrää. Elementtejä voidaan lisätä myös keskitetysti mallin kriittisiin kohtiin.

Elementtiverkon koko ja tarkkuus tulee käytännössä valituksi käyttäjän kokemuksen ja tottumusten mukaan laskenta-ajan sallimissa rajoissa. Vertailevia laskentoja tulisi kuitenkin suorittaa useilla erilaisilla verkoilla realistisen laskentatuloksen varmistamiseksi. Elementtiverkon koon tulee olla sellainen, että se rajat eivät vaikuta merkittävästi laskentatulokseen. Geometriamalli voi olla liian pieni, jos vaakasuuntaisten rajojen lähellä muodonmuutokset ovat erittäin pieniä verrattuna muodonmuutoksiin elementtiverkon muissa osissa./23/

Lähteestä riippuen FEM -mallinnuksessa vahinkoihin johtaneet virhelaskelmat ovat johtuneet 60–90 % ohjelman käyttäjän tekemistä virheistä. Toiseksi suurin, mutta huomattavasti pienempi virhelähde on ohjelmassa itsessään olevat virheet. Oleellista on siis ymmärtää ilmiö, jota on mallintamassa ja kyetä arvioimaan tulosten realistisuutta ja lähtötietojen tarkkuutta. /46,47/

## 4.7 Kokonaisvarmuuden laskeminen elementtimenetelmällä

### 4.7.1 Yleisesti

Elementtimenetelmällä laskettaessa leikkausjännitystä verrataan maamateriaalin leikkauslujuuteen. Tällöin laskentatuloksena saadaan erilaisia maamassassa esiintyviä leikkauslujuuden mobilisaatioasteita. Murtuma tapahtuu, kun maan leikkausjännitys saavuttaa leikkauslujuuden yhtenäisellä alueella penkereen alla (vrt. liukupinta). Näin ollen elementtimenetelmällä ei perinteisen lamellimenetelmän tapaan saada yhtä yksiselitteistä varmuuskerrointa, vaan varmuustaso vaihtelee maakerrosten eriosissa. Tällöin puhutaan paikallisesta varmuudesta./16,29/

### 4.7.2 Strength Reduction Method (SRM)

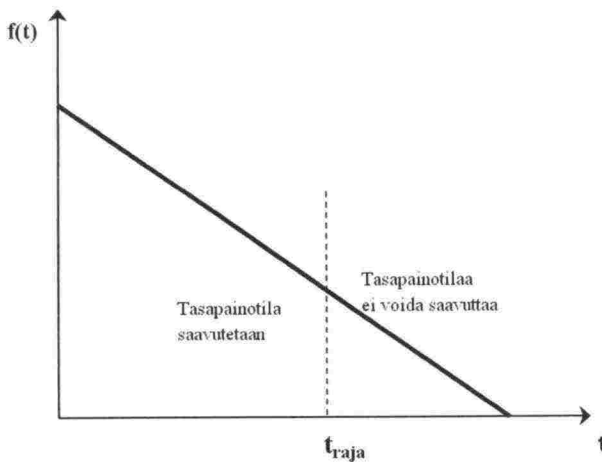
Lujuuden pienentämismenetelmän kehittivät alun perin D.V. Griffiths ja O.C. Zeinkiewicz. Strength reduction metodista käytetään yleisesti lyhennystä SRM ja Plaxis-ohjelman yhteydessä kaupallista nimeä Phi-c Reduction. SRM-menetelmä on käytössä monessa elementtimenetelmäohjelmassa. Menetelmä on peräisin 1970-luvulta ja sitä on runsaasti vertailutietoa suhteessa perinteisiin lamellimenetelmiin./19,42/

Menetelmä on kehitetty stabiilettilaskentaan vastaamaan perinteisten lamellimenetelmien kaltaista stabiilettitarkastelua. Se perustuu lujuusparametrien, kitkakulman ( $\tan\phi$ ) ja koheesion  $c$  rinnakkaiseen pienentämiseen. Parametreja pienennetään kunnes murtotila saavutetaan. Kokonaisvarmuus esitetään tällöin yhtälön 4.6 mukaisesti./19,42/

$$F_{\text{kok}} = \sum Msf = \frac{\tan \varphi_{\text{input}}}{\tan \varphi_{\text{reduced}}} = \frac{c_{\text{input}}}{c_{\text{reduced}}} = \frac{1}{f(t_{\text{raja}})} \quad (4.6)$$

Yhtälössä 4.6 input -parametrit ovat alkuperäiset, käyttäjän materiaaleille syöttämät lujuusparametrit ja reduced -parametrit ovat ohjelman pienentämät lujuusparametrit, joilla murtotila on saavutettu. Automaattisena laskentaproseduurina SRM-menetelmä on käytettävissä toistaiseksi vain niin sanottujen ensimmäisen sukupolven yksinkertaisempien materiaalimallien yhteydessä./19/

Kuvassa 4.10 on esitetty SRM-menetelmä graafisesti ajan funktiona. Lujuusparametreja pienennetään lineaarisesti kunnes tasapainotilaa ei rajakohdan jälkeen pystytä enää saavuttamaan. Tällöin kokonaisvarmuus  $F_{\text{kok}}$  kuvataan yhtälön 4.6 esittämällä tavalla funktion  $f(t)$  käännteislukuna.



Kuva 4.10 SRM-menetelmän graafinen esitys ajan funktiona.

Menetelmää on kritisoitu siitä, että perinteisesti analyyseissa on pyritty löytämään ongelmaan ratkaisu, kun taas SRM-menetelmässä pyritään tilanteeseen, jossa ratkaisua ei enää voida löytää. On mahdollista, että tasapainotilaa ei pystytä saavuttamaan jollain hyvin rajallisella alueella mallia, jolloin laskenta keskeytyy tähän tilanteeseen/56/. Menetelmää käytettäessä tulee tästä syystä aina varmistua siitä, että murtotila saavutetaan koko liukupinnan matkalla. Jos näin ei tapahdu, tulee lujuutta pienentäviä laskentavaiheita lisätä, jotta riittävän pienet lujuusparametrien arvot saavutetaan. Kyseinen tilanne on kuitenkin laskentaohjelman automaattisesti suorittamassa SRM-proseduurissa harvinainen./16,19,29/

SRM-menetelmää on kritisoitu myös siitä, että siinä pienennetään koko mallin maarakenteen lujuutta samalla kertoimella ikään kuin kokonaisvarmuus olisi koko liukupinnan matkalla vakio/56/. Tämä yksinkertaistus on hyvin samantyyppinen, kuin lamellimenetelmien yhteydessä tehtävä, kappaleessa 2.4.1 käsitelty yksinkertaistus vakiokokonaisvarmuudesta.

Menetelmällä saavutetaan yleensä hyvin samankaltaisia kokonaisvarmuuksia perinteisiin lamellimenetelmiin verrattuna. Varmuus syntyy kuitenkin menetelmissä erilailla./35,29,41/ Perinteisissä lamellimenetelmissä varmuuskerroin on leikkauslujuuden ja leikkausjännityksen suhde, kun SRM-menetelmässä kyse on leikkauslujuuksien suhteesta.

#### 4.7.3 Gravity Increase Method (GIM)

Gravity Increase Method(GIM) on selvästi uudempi ja vähemmän käytetty SRM-menetelmään verrattuna. GIM-menetelmä toivat julki ensimmäisinä W.F. Chen ja E. Mizuno vuonna 1990. Menetelmässä nimensä mukaan kasvatetaan tasaisesti maamassaan kohdistuvaa painovoimaa, kunnes penkereen tasapainotilaa ei pystytä enää saavuttamaan. Toisin sanoen putoamiskiihtyvyyden arvoa ( $g \approx 9,81 \text{ m/s}^2$ ) kasvatetaan tasaisesti, kunnes maan massa saavuttaa maan resistiivisen kapasiteetin (tai lujuuden) ja murtotila saavutetaan./30,34/

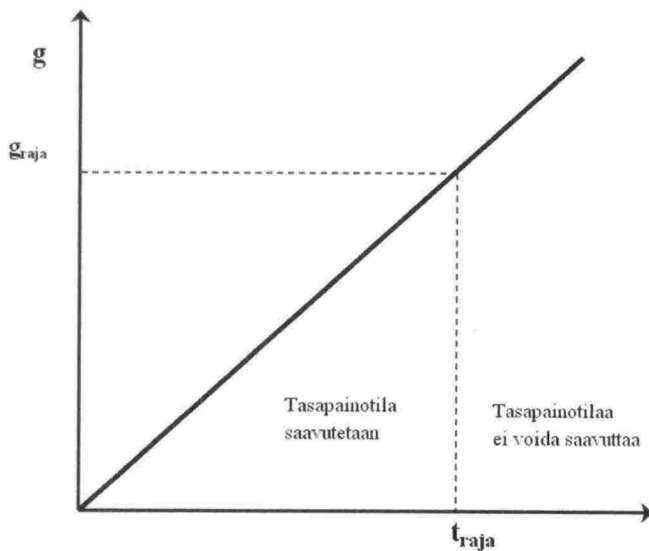
Maan lujuusparametrit pidetään koko prosessin ajan vakioina. GIM-menetelmä aiheuttaa eroa laskentatulokseen  $S_u$ -menetelmän ja  $c'$ - $\phi'$ -menetelmän välillä, sillä



käytettäessä tehokkaita lujuusparametreja, maan lujuus kasvaa joka tapauksessa pystykuormituksen kasvaessa. Suljetulla leikkauslujuudella laskettaessa maan lujuus pysyy muuttumattomana./34/

Menetelmässä kokonaisvarmuus saadaan yksinkertaisesti yhtälön 4.7 mukaisesti murtotilan putoamiskiihtyvyyden ja maan putoamiskiihtyvyyden osamääränä. Yhtälössä  $g_{limit}$  kuvaa putoamiskiihtyvyyden arvoa, jolla penger sortuu ja  $g_{actual}$  alkuperäistä, maapallolla vallitsevaa putoamiskiihtyvyyttä. Kokonaisvarmuus voidaan kuvata haluttaessa myös yhtäläillä alkuperäisen ja sortuman aiheuttavan tilavuuspainon suhteena./30,34/

$$F_{gi} = \frac{g_{limit}}{g_{actual}} = \frac{g_{limit}}{\approx 9,81 m/s^2} = \frac{\gamma_{lopussa}}{\gamma_{alkuper.}} \quad (4.7)$$



Kuva 4.11 GIM-menetelmän graafinen esitys, jossa putoamiskiihtyvyyttä kasvatetaan lineaarisesti ajan funktiona.

Kuvassa 4.11 on kuvattu putoamiskiihtyvyyden lineaarinen kasvattaminen ajan funktiona. Putoamiskiihtyvyyttä kasvatetaan, kunnes katkoviivalla kuvattu rajakohta saavutetaan. Tämän rajan jälkeen ei geometriamallin tasapainotilaa enää pystytä saavuttamaan ja penger sortuu./34/

GI-menetelmän on todettu soveltuvan hyvin vedellä kyllästyneen maan varaan perustettavien penkereiden stabiliteetin laskentaan. Puhtaasti koheesiomailla sekä SRM että GIM antavat yhteneviä tuloksia. Kitkamailla SR-menetelmän on todettu antavan hieman pienempiä kokonaisvarmuuksia. Kehittyneimmillä materiaalmalleilla voidaan GI-menetelmällä mallintaa huokosveden ylipaineen vaikutusta murtotilanteessa./30,34/

Tässä diplomityössä laskelmaosiossa GI-menetelmää sovelletaan kahdella eri tavalla. Yllä kuvatun koko mallin putoamiskiihtyvyyden/tilavuuspainon kasvattamisen lisäksi tehdään laskelmia, joissa kasvatetaan vain penkereen ja junakuorman painoa.



Sekä SRM- että GIM-menetelmistä voidaan todeta, että kirjallisuudessa esitetyt vertailulaskelmat on tehty varsin yksinkertaisilla geometriamalleilla. Mallit ovat yleensä koostuneet yhdestä tai kahdesta maamateriaalista ja penger on ollut tasaisen pohjamaan päällä. Myöskään ulkoisia kuormia ei laskennoissa ole ollut. Tässä diplomityössä laskettavat ratapenkereen poikkileikkaukset ovat selvästi monimuotoisempia. Poikkileikkaukset sisältävät useita maakerroksia, ulkoisen kuorman sekä huokosveden vaikutuksen. Poikkileikkauksen monimuotoisuus voi johtaa suurempiin eroihin kokonaisvarmuuksissa eri laskentamenetelmien välillä. Kirjallisuustutkimuksessa ei myöskään ilmennyt yhtään tutkimusta, jossa olisi tutkittu rinnan sekä perinteisiä liukupintamenetelmiä (LEM) että elementtimenetelmään perustuvia SRM- ja GIM-menetelmiä.

#### 4.7.4 Muut vaihtoehdot stabiliteetin laskentaan

Yllä esitettyä GIM-menetelmää voidaan soveltaa myös siten, että putoamiskiihtyvyyttä tai viimekädessä tilavuuspainoa kasvatetaan vain penkereen ja junakuorman osalta. Kyseistä menetelmää kutsutaan tässä diplomityössä GIM2-menetelmäksi. Tällöin lujuusparametrit säilytetään GIM-menetelmän tavoin vakioina kuormitusta kasvatettaessa. Kokonaisvarmuus lasketaan samoin, kuin GIM-menetelmässä, alkuperäisen ja sortuman aiheuttaneen putoamiskiihtyvyyden tai tilavuuspainon suhteena.

$$F_{gi} = \frac{g_{limit}}{g_{actual}} = \frac{g_{limit}}{\approx 9,81 m/s^2} \quad (4.8)$$

Tällä menetelmällä tullaan saavuttamaan pienempiä kokonaisvarmuuksia verrattuna GIM-menetelmään, sillä menetelmässä kasvatetaan pelkästään pengertä kaatavaa momenttia kun taas vastustava momentti ei kasva, toisin kuin GIM-menetelmässä.

Stabiliteettia on mahdollista laskea myös pengertä korottamalla, jolloin pengerkorkeutta kasvatetaan mallin geometriaa muuttamalla, kunnes penger sortuu. Kokonaisvarmuus määritellään myös tällöin kuormituksien suhteena. Tämä voidaan esittää esimerkiksi alkuperäisen ja sortuman aiheuttavan pengerkorkeuden suhteena, mikäli koko penkereen tilavuuspaino on sama. Menetelmä vastaa siis käytännössä yllä kuvattua GIM2-menetelmää. Menetelmän haittana on se, että jatkuva geometrian muuttaminen on elementtimenetelmällä työlästä, sillä tällöin täytyy luoda myös uusi elementtiverkko ja laskea alkujännitykset aina uudestaan ennen varsinaista stabiliteettilaskentavaihetta. Elementtimenetelmää käytettäessä pitäisi pengerkorkeutta kasvatettaessa kasvattaa myös penkereen vaakasuuntaista dimensiota, sillä muutoin sortuma muodostuisi vain paikallisena penkereen jyrkkenevään luiskaan. Tämä johtuu siitä että ”liukupinnan” hakurajoja ei elementtimenetelmässä pysty rajaamaan./4/

Yksi vaihtoehto kokonaisvarmuuden laskemiseksi on pelkän junakuorman asteittainen kasvattaminen. Tällöin pelkkää junakuormaa kasvatetaan, kunnes murtotila saavutetaan. Tällöin kokonaisvarmuus voidaan määritellä alkuperäisen junakuorman ja penkereen sortuman aiheuttavan junakuorman suhteena yhtälön 4.9 mukaisesti./26/

$$F_{kok} = \frac{q_{limit}}{q_{actual}} \quad (4.9)$$

Kaikissa tässä kappaleessa esitetyissä stabiliteetinlaskentavaihtoehtoissa pystytään mallintamaan murtumisen aiheuttama huokosveden ylipaine sopivaa materiaalimallia käytettäessä, mutta koko varmuuskäsite ja murtuminen poikkeavat perinteisestä varmuuskäsitteestä. Aikaisemmin ei tiettävästi ole tehty vertailulaskentoja kyseisten vaihtoehtojen varmuuksista suhteessa aiemmin käsiteltyihin stabiliteettilaskentamenetelmiin.

## 5 PLAXIS-OHJELMA

### 5.1 Yleistä

Elementtimenetelmään perustuvat laskelmat tehtiin käyttäen Plaxis v8-ohjelmaa. Ohjelman kehitystyö käynnistyi 1986 Hollannissa, Delftin teknillisessä yliopistossa. Ohjelman kehittämisestä nykyään vastaava yhtiö PLAXIS BV perustettiin vuonna 1993. Ohjelma on tarkoitettu erityisesti geotekniseen suunnitteluun, kuten deformaatioiden ja stabiiliteetin analysointiin. Ohjelmaversiona käytettiin uusinta saatavilla olevaa versiota v.8.5. /19,21/

Vaikka kyseessä on kehittynyt laskentaohjelma, tulee silti huomioida mallintamisen rajoitteet. Suuri yksinkertaistus on todellisuudessa kolmiulotteisen tapauksen mallintaminen kaksiulotteiseksi tasomuotoon. Laskenta on aina osittaisdifferentiaali- ja integraaliyhtälöiden approksimoitu ratkaisu, joka pitää sisällään numeerisia ja mallintamiseen liittyviä virheitä. Lisäksi laskentatulokseen vaikuttaa käyttäjän asiantuntemus ja kokemus koskien käytettyjä menetelmiä. /23/

### 5.2 Huokosvedenpaineen mallinnus PLAXIS-ohjelmalla

#### 5.2.1 Yleisesti

PLAXIS-ohjelmassa voidaan laskea veden ja maan yhteiskäyttäytymistä periaatteessa kolmella eri tavalla; avoin (drained), suljettu (undrained) ja huokoseton (non-porous).

Valitsemalla avoimen (drained) käyttäytymisen, huokosveden ylipainetta ei kehity lainkaan. Näin on esimerkiksi karkeilla maalajeilla ja pienillä kuormituksilla.

Suljettua tilaa (undrained) käytetään huokosveden ylipaineen mallintamiseen. Ylipaineen kehittymiseen tarvitaan huonosti vettä läpäisevä maakerros ja/tai suuri kuormitus. Laskentaa on käsitelty tarkemmin alla.

Huokosettomalla (non-porous) käyttäytymisellä ei huomioida huokosvettä lainkaan. Valinta sopii lähinnä rakenteiden, kuten betonin mallintamiseen. /18,19/

#### 5.2.2 Huokosveden ylipaineen laskenta

PLAXIS-ohjelma laskee huokosveden ylipaineen yhtälöillä 5.1 ja 5.2.

$$\Delta p' = (1 - B)\Delta p = K' \Delta \varepsilon_v \quad (5.1)$$

$$\Delta p_w = B\Delta p = \frac{K_w}{n} \Delta \varepsilon_v \quad (5.2)$$

missä

$\Delta p'$  = tehokkaan keskijännityksen lisäys (mean stress)

$\Delta p_w$  = huokosylipaineen kasvu

$B$  = Skemptonin huokospaineparametri

$K'$  = maan tilavuusmoduuli (bulk modulus)



- $K_w$  = veden tilavuusmoduuli  
 $n$  = maan huokoisuus  
 $\Delta\varepsilon_v$  = tilavuuden laajenemiskertoimen muutos (volumetric strain)

Maan tilavuusmoduuli lasketaan yhtälöllä 5.3 käyttäen kimmokertoimen ja poissonin luvun tehokkaita parametreja. Poissonin luvun  $\nu'$  tulisi olla alle 0,35, jotta vesi käyttäytyy laskennassa tarpeeksi jäykästi suhteessa maahan. Ilmiötä on käsitelty tarkemmin julkaisussa Zheng H. Liu D.F. Li C.G. "Slope stability analysis based on elasto-plastic finite element method". Kappaleessa 5.3.3 esitellään Soft Soil – materiaalimalli, jota voidaan käyttää pehmeiden maakerrosten analysointiin. Kimmokerroin ( $E'$ ) ei kuulu kyseisen mallin yhteydessä käytettäviin parametreihin, joten tällöin maan puristuvuuserroin lasketaan tehokkaan keskijännityksen ( $p'$ ) ja tilavuudenmuutosparametrin ( $\kappa^*$ ) osamääränä./18,19,42/

$$K' = \frac{E'}{3(1 - 2\nu')} = \frac{p'}{\kappa^*} \quad (5.3)$$

PLAXIS-ohjelma ei käytä laskennassa veden todellista, erittäin suurta tilavuusmoduulia ( $2.2 \times 10^9$  Pa), koska se johtaa numeerisiin ongelmiin (ks. Elementtimenetelmän rajoitukset). Veden puristuvuuserroin lasketaan yhtälöillä 5.4. ja 5.5.

$$\frac{K_w}{n} \approx 100 \times G \quad (5.4)$$

$$G = \frac{E'}{2(1 + \nu')} \quad (5.5)$$

missä

$G$  on liukumoduuli (shear modulus)

Näin ollen PLAXIS ei ensisijaisesti käytä huokospaineen kasvun laskentaan huokospaineparametria  $B$ . Skemptonin  $B$ -lukua on kuitenkin mahdollista käyttää suoraan, sillä se voidaan syöttää "Advanced"-parametri-ikkunaan, kun käytetään Mohr-Coulomb materiaalimallia.

Yleensä oletetaan maan olevan täysin vedellä kyllästynyttä ja veden täysin kokoonpuristumatonta, jolloin huokospaineparametri  $B$  on 1,0. PLAXIS-ohjelman yhteydessä tulee numeerisista syistä käyttää tästä hieman poikkeavaa arvoa, joka sallii vedelle pienen kokoonpuristumisen. Esimerkiksi julkaisussa Plaxis Bulletin No.12. 2002 on vertailulaskelmissa käytetty  $B$ -parametrille arvoa 0,987.

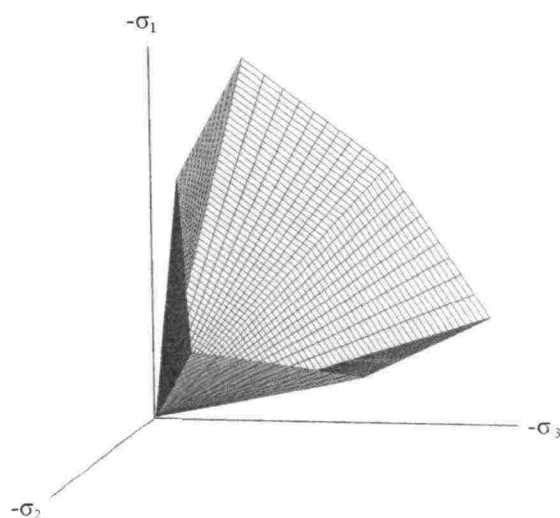
### 5.3 Materiaalimallit ja parametrit

Kappaleessa esitellään laskelmissa käytetyt materiaalimallit sekä niissä tarvittavat parametrit. Vaikka laskentakohteesta olisikin olemassa laajat laboratoriokoetulokset, osaa tarvittavista laskentaparametreista ei todennäköisesti ole esitetty suoraan koetuloksissa vaan ne on täytynyt johtaa muista laboratoriokoetuloksista. Tässä syystä tässä kappaleessa on lyhyesti käyty läpi myös tarvittavien parametrien määrittäminen koetuloksista.



### 5.3.1 Mohr-Coulomb (MC)

Kimmainen ideaaliplastinen Mohr-Coulomb-materiaalimalli (ks. kuva 5.1) edustaa niin sanotun ensimmäisen sukupolven materiaalimalleja. Numeerista implementointia haittaavat kuusikulmaisen myötökartion kulma-alueet (vrt. Drucker-Prager-malli). Malli ei myöskään huomioi mitenkään maan kuormitus tai muodonmuutoshistoriaa. Jännitysten pysyessä myötöpinnan sisällä, muodonmuutokset ovat täysin kimmoisia. Tällöin materiaalin käyttäytyminen on isotrooppista ja lineaarisesti kimmoista./23,32/



Kuva 5.1 Mohr-Coulomb myötöehto kolmiulotteisessa jännitystilassa koheesion arvolla  $c=0$ . /18/

#### Materiaalimallin tarvitsemat maaparametrit

Plaxis-ohjelman Mohr-Coulomb materiaalimalli vaatii lähtötiedoikseen viisi parametria, jotka saadaan määritettyä normaaleilla geoteknisillä laboratoriotutkimusmenetelmillä.

#### Jäykkyysparametrit:

Kimmomoduuli	$E$	$[\text{MN/m}^2]$
Poissonin luku	$\nu$	$[-]$

#### Plastiset parametrit:

Kitkakulma	$\varphi$	$[\text{°}]$
Koheesio	$c$	$[\text{kN/m}^2]$
Dilataatiokulma	$\psi$	$[\text{°}]$

Kimmomoduuli eli muodonmuutosmoduuli  $E$  kuvaa pääjännityksen lisäyksen suhdetta puristuman lisäykseen yhtälönparin 5.6 ylemmän yhtälön esittämällä tavalla. Kimmomoduuli määritetään kolmiakσιαalikokeesta yhtälönparin 5.6 alemman yhtälön ja kuvan 5.2 mukaisesti deviatorisen jännityksen lisäyksen ja puristuman lisäyksen suhteena.

$$E = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\varepsilon_1}, \text{ kun } \Delta\sigma_3 = 0$$

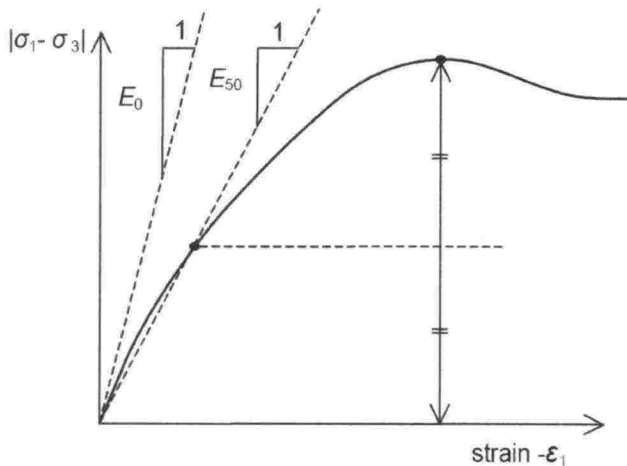
$$E = \frac{\Delta q}{\Delta\varepsilon_1} = \frac{\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3}{\Delta\varepsilon_1}, \text{ kun } \Delta\sigma_3 \neq 0 \quad (5.6)$$

missä

$q$  = deviatorinen jännitys

$\varepsilon_1$  = kokoonpuristuma sisältäen sekä kimmoisen että plastisen muodonmuutoksen

Mohr-Coulomb mallissa on mahdollista käyttää kimmomoduulille vain yhtä kiinteää arvoa, kun todellisuudessa maaperässä kyseinen jäykkyys riippuu jännitystasosta ja muodonmuutostasosta. Moduuli tulee siksi laskea siltä jännitysväliltä, mikä maassa todellisessa kuormitustilanteessa toteutuu (ks.kuva 5.2). /18/



Kuva 5.2 Kimmomoduulin määrittäminen avoimen kolmiakselikokeen tuloksesta. /18/

Poissonin luku  $\nu$  kuvaa  $\sigma_1$  jännityksen maassa aiheuttamien pitkittäisten ja poikittaisten muodonmuutosten suhdetta.

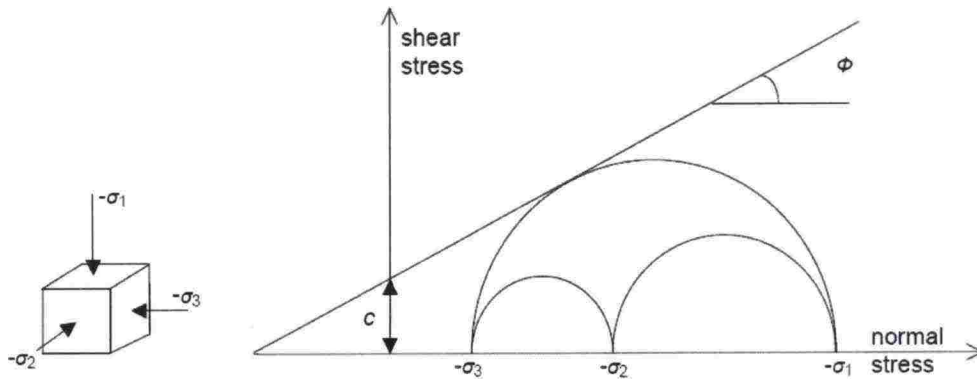
$$\nu = -\frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1} = -\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} \quad (5.7)$$

missä

$\varepsilon_1$  = pääjännityksen aiheuttama puristuma  $\sigma_1$ -suunnassa.  
 $\varepsilon_2, \varepsilon_3$  = pääjännityksen aiheuttama puristuma jännitystä vastaan kohtisuorassa olevassa suunnassa.

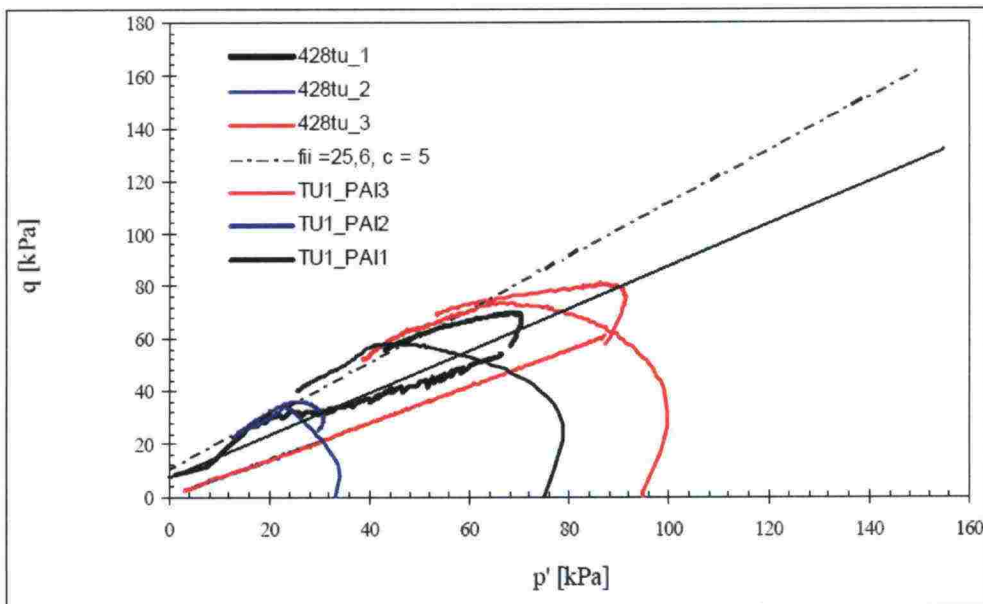
Poisson luvun arvo on riippuvainen muodonmuutostasosta ja se voi teoriassa vaihdella välillä 0...0,5. Arvo  $\nu = 0,5$  tarkoittaa täysin kokoonpuristumatonta käyttäytymistä suljetussa tilassa. Tästä syystä elementtimenetelmää käytettäessä tulee käyttää hieman pienempää lukuarvoa, esim. 0,495. Gazetas (1991) on esittänyt täysin vedellä kyllästetyille savelle Poisson luvuksi arvoa  $\nu = 0,5$  ja melkein veden kyllästävä savelle arvoa  $\nu = 0,4$ . Useimmiten Poisson luku voidaan suurilla muodonmuutostasoilla,

kuten stabiliteettilaskennassa, valita väliltä 0,3...0,4./18/ Tosin Plaxis-ohjelmassa käytettäessä suljettua tilaa (undrained), on laskennallisesta syistä käytettävä Poisson luvun arvoa  $\nu \leq 0,350$ . Pienillä muodonmuutostasoilla Poisson luku vaihtelee välillä 0,10...0,25.



Kuva 5.3 Kitkakulman ja koheesion määrittäminen Mohrin ympyröiden avulla. /18/

Kuvassa 5.3 on esitetty lujuusparametrien perinteinen määrittäminen Mohrin ympyröiden avulla. Maan lujuusparametrien huolellinen määrittäminen on ensiarvoisen tärkeää. Näin ollen lujuusparametrit tulee aina määrittää jännityspolkukuvaajista parhaimman lopputuloksen saavuttamiseksi. Kuvassa 5.4 on esitetty lujuusparametrien  $\phi$  ja  $c$  määrittäminen jännityspolkukuvaajista. Pistekatkoviiva kuvaa murtotilan murtosuoraa ja jatkuvaviiva huokospainerajan mukaista murtosuoraa. Huokospainerajaa voidaan pitää keinotekoisena rajana, jolla pyritään parametrinmäärittämisessä ottamaan huomioon murtotilassa kehittyvän huokosveden ylipaineen vaikutus stabiliteettiin. Tässä tapauksessa murtotilan lujuusparametrit ovat  $\phi=25,6^\circ$  ja  $c=5$  kPa. Huokospainerajan mukaiset lujuusparametrit ovat  $\phi=20^\circ$  ja  $c=4$  kPa.



Kuva 5.4 Lujuusparametrien määrittäminen jännityspolkukuvaajista. Murtotilan suora on kuvattu pistekatkoviivalla ja huokospainerajan mukainen suora yhtenäisellä viivalla./26/



Plaxis-ohjelman laskenta-aika kasvaa eksponentiaalisesti kitkakulman kasvaessa. Näin ollen erityisen suuria kitkakulman arvoja kannattaa mahdollisuuksien mukaan välttää alustavissa laskelmissa /18/. Ohjelmassa ilmenee liian suurista lujuuseroista johtuvia numeerisia ongelmia, jos koheesion arvona käytetään arvoa nolla ( $c = 0$  kPa). Tästä syystä on suositeltava käyttää laskelmissa ainakin pientä koheesion arvoa ( $c > 0,2$  kPa).

Dilataatiolla tarkoitetaan leikkausjännityksistä aiheutuvaa tilavuudenmuutosta. Dilataatiokulma  $\psi$  määritetään yhtälöllä 5.8.

$$\tan \psi = \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_s} \quad (5.8)$$

missä

$\varepsilon_v$  = tilavuudenmuutos

$\varepsilon_s$  = leikkausmuodonmuutos =  $\frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$

Koska muodonmuutosinkrementti on kohtisuorassa plastista potentiaalipintaa vastaan, dilataatiokulma ilmaisee myös plastisen potentiaalipinnan kaltevuuden käytetyssä koordinaatistossa. Normaalikonsolidoituneilla savilla dilataatio on nolla ( $\psi = 0$ ). /15/

### 5.3.2 Modified Cam-Clay -malli (MCC)

Modified Cam-Clay -malli on kriittisen tilan mallin sovellutus. Mallin suosio johtunee se yksinkertaisuudesta ja teorian selkeydestä. Roscoen ja Burlandin (1968) esittämä malli on elasto-plastinen. Myötöpinnan sisäpuolella maa käyttäytyy elastisesti. Tilavuuden muutos on riippuvainen hydrostaattisesta jännityksestä. Mallin isotrooppinen myötöehto ei ota huomioon luonnontilaisten savien anisotropiaa. Huokosluvun ja tehokkaan hydrostaattisen jännityksen välille oletetaan yhtälöiden 5.9 ja 5.10 mukainen yhteys. /18,23,31/

$$e - e^0 = -\lambda \ln \left( \frac{p'}{p^0} \right) \quad (5.9)$$

$$e - e^0 = -\kappa \ln \left( \frac{p'}{p^0} \right) \quad (5.10)$$

missä

$e$  = huokosluku

$p'$  = tehokas keskijännitys

$\lambda$  = normaalikonsolidoituneen maan tilavuudenmuutosparametri; kokonaistilavuuden muutoksen parametri.

$\kappa$  = Ylikonsolidoituneen maan tilavuudenmuutosparametri; elastisen muutoksen parametri.

Tilavuudenmuutosparametrit  $\lambda$  ja  $\kappa$  määritetään MCC-mallista suorien kulmakertoimina  $\ln p'$ - $e$  -koordinaatistossa. Tällöin  $\kappa$  on palautussuoran kulmakerroin. Myötöpinnan



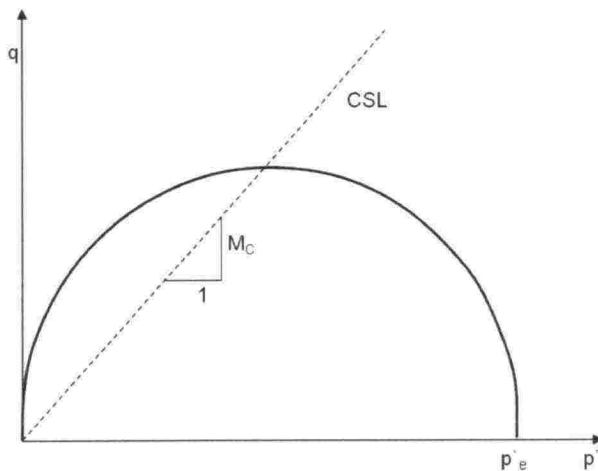
oletetaan olevan ellipsi yhtälön 5.11 mukaisesti. Myötöpinta on esitetty kuvassa 5.5. /18/

$$f = \frac{q^2}{M^2} + p'(p' - p'_e) \quad (5.11)$$

missä

$M = q / p' =$  kriittisen tilan suoran (CSL) vakioarvoinen tangentti, parametri määrittää ellipsin korkeuden (kuva 5.4).

$p'_e =$  Esikonsolidaatiojännitys isotrooppisessa jännitystilassa ( $p' = \sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$ ).



Kuva 5.5 MCC-mallin myötöpinta ja kriittisen tilan suora. /18/

Jännityspolkujen pysyessä myötöpinnan sisällä, muodonmuutokset ovat elastisia. Jännityspolkujen ylittäessä myötöpinnan, tapahtuu sekä elastisia että plastisia muodonmuutoksia. Ellipsin kriittisen tilan suoran (CSL) vasenta puolta voidaan pitää murtopintana, sillä tällä alueella tapahtuu myötöpehmeneminen, jota seuraa maan murtuminen. Mallin ongelmiin kuuluu, että deviatorisen jännityksen  $q$  arvot voivat tällä alueella kasvaa epärealistisen suuriksi. Sama ilmiö voi tapahtua myös tietyillä muilla jännityspoluilla. Ilmiö voi johtaa konvergointi ongelmiin tai tulokset voivat olla epärealistisesti riippuvaisia elementtiverkon ominaisuuksista. /15,18,23/

### Parametrit

MCC-malli tarvitsee lähtötiedoikseen viisi parametria:

Poissonin luku	$\nu_{ur}$	[-]
NC tilavuudenmuutosparametri	$\lambda$	[-]
OC tilavuudenmuutosparametri	$\kappa$	[-]
Kriittisen tilan suoran kaltevuus	$M$	[-]
Huukosluku	$e$	[-]

Poissonin luku  $\nu_{ur}$  on Mohr-Coulomb mallin parametrissa poiketen toistuvassa kuormituksessa toteutuva parametri, joka Plaxis-ohjelmassa suositellaan valittavan  $\nu_{ur} =$

0,1...0,2 väliltä. Kriittisen tilan suoran kaltevuus  $M$  on mallin ainoa plastinen lujuusparametri, joka pohjautuu kitkakulmaan  $\varphi$  yhtälön 5.12 mukaisesti. /18/

$$M = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (5.12)$$

Näin ollen mallissa ei esiinny suljettua leikkauslujuutta  $S_u$  lainkaan. Suljettu leikkauslujuus on kuitenkin mahdollista ilmaista mallin parametrien ja maan alkujännitystilän avulla (Potts, Zdravkovic, 1999). Parametrilla  $M$  on merkittävä vaikutus vaakasuuntaisen maanpaine kertoimen  $K_0^{NC}$  arvoon normaalikonsolidoituneissa tapauksissa. Yleensä, kun parametri  $M$  on valittu kuvaamaan mahdollisimman hyvin maan leikkauslujuutta, on maanpaine kerroin  $K_0^{NC}$  tällöin liian suuri. /18/

### 5.3.3 Soft Soil -malli (SS)

Soft soil -materiaalimalli on alun perin kehitetty edellä esitetyn MCC-mallin pohjalta (Houlsby, Wroth, Wood, 1982). Materiaalimalli oli uudemman, viruman huomioon ottavan Soft soil creep(SSC) -mallin myötä jo katoamassa mutta käyttäjien toiveesta se on ohjelmassa säilytetty.

Soft soil -malli eroaa MCC-mallista sekä jäykkyys- että plastisuusparametriensa puolesta. SS-mallissakin on kuitenkin käytössä isotrooppinen myötöehto, joka ei ota huomioon luonnontilaisten savien anisotropiaa. Alkuperäiset MCC-mallin parametrit  $\lambda$  ja  $\kappa$  määritetään suorien kaltevuuksina  $\ln p' - e$  -koordinaatistossa, missä  $e$  on huokosluku. Soft soil -mallissa määrittäminen tapahtuu vastaavasti  $\ln p' - \varepsilon_v$  -koordinaatistossa, missä  $(p')$  on tehokas keskijännitys ja  $(\varepsilon_v)$  tilavuuden muutos. SS-mallissa käytettävä yhteys tilavuuden muutoksen ja tehokkaan jännityksen välille on esitetty yhtälöissä 5.13 ja 5.14. Parametreista käytetään merkintöjä  $\lambda^*$  ja  $\kappa^*$ , missä  $(\lambda^*)$  on normaalikonsolidoituneen osan suoran kaltevuus ja  $(\kappa^*)$  palautussuoran kaltevuus. /18,25/  $\kappa^*$ -parametria ei määritetä ödometrikokeen ylikonsolidoituneesta alueesta, koska maanäyte on häiriintynyt näytteenoton ja käsittelyn seurauksena.

Näin ollen uusi, modifioitu yhtälö on muotoa (vrt. MCC-malli):

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda^* \ln \left( \frac{p'}{p^0} \right) \quad (5.13)$$

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\kappa^* \ln \left( \frac{p'}{p^0} \right) \quad (5.14)$$

### Mallin myötöpinta kolmiulotteisessa jännitystilassa ( $\sigma'_2 = \sigma'_3$ ):

Soft Soil -mallilla voidaan simuloida maan käyttäytymistä kolmiulotteisessa jännitystilassa. Tässä yhteydessä on kuitenkin käsitelty yksinkertaistuksena tilannetta, jossa jännitykset  $\sigma'_2$  ja  $\sigma'_3$  ovat yhtä suuria. Tällöin mallin myötöpinta voidaan kuvata yhtälön 5.15 mukaisesti.

$$f = \bar{f} - p_p \quad (5.15)$$

missä

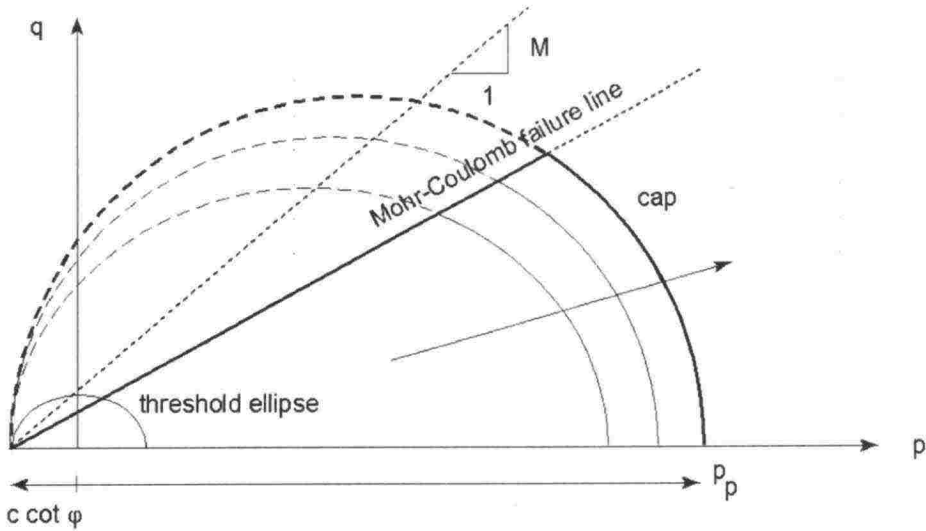
$\bar{f}$  on jännitystilän ( $p'$ ,  $q$ ) funktio

$$\bar{f} = \frac{q^2}{M^2(p' + c \cot \varphi)} + p' \quad (5.16)$$

Esikonsolidaatiojännitys ( $p_p$ ) on mallissa plastisen muodonmuutoksen funktio yhtälön 5.17 mukaisesti.

$$p_p = p_p^0 \exp\left(\frac{-\varepsilon_v^p}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \quad (5.17)$$

Myötöfunktion ( $f$ ) muodostama, laajeneva elliptinen myötöpinta on esitetty kuvassa 5.6.  $q/p'$ -koordinaatistossa. Yhtälössä 5.16 esiintyvä parametri ( $M$ ) määrittää MCC-mallin tapaan ellipsin korkeuden, mikä vastaa myös vaaka- ja pystysuuntaisen jännityksen suhdetta yksiulotteisessa jännitystilassa. /18/



Kuva 5.6 Soft soil -mallin myötöpinta  $q/p'$ -koordinaatistossa. /18/

Tästä johtuen kulmakerroin  $M$  määrittää pitkälti maanpaine kertoimen  $K_0^{NC}$ .  $M$ -parametrin arvo on SS-materiaalimallissa mahdollista valita siten, että  $K_0^{NC}$  kuvaa mahdollisimman hyvin maan todellista käyttäytymistä. Aiemmin käsitellyssä MCC-mallissa tämä ei ollut mahdollista, sillä  $M$  oli ainoa maan lujuutta kuvaava parametri. SS-mallissa murtosuora kuvataan Mohr-Coulomb-parametreilla, joten  $M$ -parametria ei mallissa suoranaisesti käytetä maan lujuuden kuvaamiseen.

Kuvassa 5.6. jatkuvalla tummalla viivalla on kuvattu murtosuora (failure line) ja myötöpinnan kaareva osa eli ”huppu” (cap). Murtosuora on Mohr-Coulomb-myötöehdon mukaan kiinteä, mutta myötöpinnan huppuosa laajenee pääjännityksen kasvaessa.



Jännitysten pysyessä myötöpinnan sisällä, muodonmuutokset ovat elastisia. Myötöpinnan ulkopuolella muodonmuutokset ovat elastoplastisia./18/

### Soft Soil -mallin perusparametrit:

#### Jäykkyysparametrit:

Modifioitu NC tilavuudenmuutosparametri	$\lambda^*$	[-]
Modifioitu OC tilavuudenmuutosparametri	$\kappa^*$	[-]

#### Plastiset parametrit:

Kitkakulma	$\varphi$	[°]
Koheesio	$c$	[kN/m <sup>2</sup> ]
Dilataatiikulma	$\psi$	[°]

Maan jäykkyysparametrit saadaan selville ödometrikokeilla. Koetuloksissa ei kuitenkaan yleensä ilmoiteta mallissa tarvittavia  $\lambda^*$  ja  $\kappa^*$  parametreja. Tavallisimmin koetuloksissa kuitenkin ilmoitetaan ainakin seuraavat parametrit:

$m$ tai $m_1$	=	normaalikonsolidoituneen maakerroksen moduuliluku
$\beta$ tai $\beta_1$	=	edellä mainitun kerroksen jännityseksponentti
$m_2$	=	ylikonsolidoituneen maakerroksen moduuliluku
$\beta_2$	=	edellä mainitun kerroksen jännityseksponentti

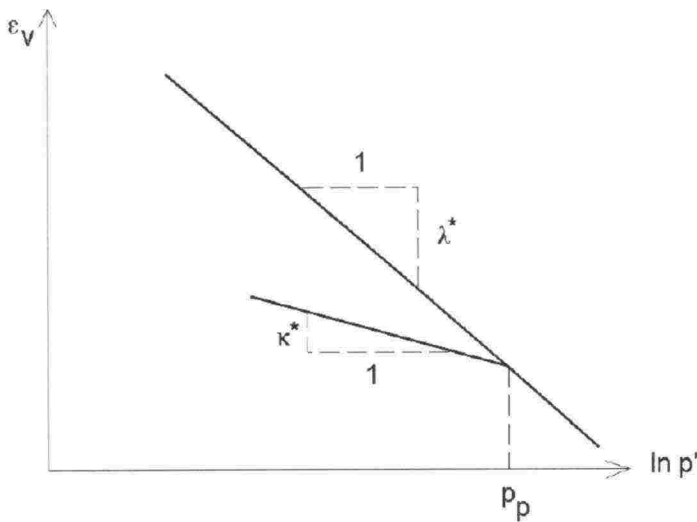
Parametrit kuvaavat maan suhteellisen kokoonpuristuman ja tehokkaan jännityksen suhdetta. Mikäli jännityseksponentti on nolla ( $\beta=0$ ), saadaan  $\lambda^*$  ja  $\kappa^*$  suoraan moduulilukujen käännteislukuina yhtälöiden 5.18 ja 5.19 mukaisesti.

$$\lambda^* = \frac{1}{m_1} \quad (5.18)$$

$$\kappa^* = \frac{1}{m_2} \quad (5.19)$$

Yhtälöä 5.19 ei kuitenkaan voida suositella käytettäväksi, sillä ödometrikokeen palautussuorasta laskettava  $m_2$  parametrin arvoa ei voida pitää kuvaavana. Tämä johtuu ödometrikokeissa normaalisti käytetyistä erittäin suurista jännitystasoista ja niistä aiheutuvista suurista muodonmuutoksista ja tätä kautta näytteen häiriintymisestä ennen parametrin määrittämisvaihetta.

Näin ollen  $\kappa^*$  -parametri kannattaa usein määrittää jakamalla  $\lambda^*$  -parametri sopivalla vakioarvolla, esimerkiksi luvulla 10.  $\lambda^*/\kappa^*$  -suhteen vaikutusta kokonaisvarmuuteen on tutkittu kappaleessa 7.7.1. Kuvassa 5.7 on esitetty parametrien määrittäminen puoli-logaritmiseen koordinaatistoon piirretyistä kuvaajista. Parametreille oletetaan lineaarinen riippuvuus tilavuusmuodonmuutoksen ja tehokkaan keskijännityksen luonnollisen logaritmin suhteen.



Kuva 5.7 Parametrien lineaarinen riippuvuus puolilogaritmisessa asteikossa tilavuudenmuodonmuutoksen ja tehokkaan keskijännityksen välillä./18/

Parametrien  $\lambda^*$  ja  $\kappa^*$  yhteys MCC-malliin voidaan esittää alkutilan huokosluvun avulla yhtälöiden 5.20 ja 5.21 avulla.

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{(1+e)} \quad (5.20)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{(1+e)} \quad (5.21)$$

missä

- $\lambda$  = MCC-mallin mukainen tilavuudenmuutosparametri (NC)
- $\kappa$  = MCC-mallin mukainen tilavuudenmuutosparametri (OC)
- $e$  = huokosluku

Huokosluku  $e$  vaikuttaa myös laskennassa huokosveden ylipaineen kehittymiseen. Mikäli huokoslukua ei ole suoraan laboratoriotuloksissa ilmoitettu, voidaan se johtaa yhtälön 5.22 mukaisesti./32/

$$e = \frac{n}{1-n} = w \frac{\rho_s}{\rho_w} \quad (5.22)$$

missä

- $e$  = huokosluku
- $n$  = huokoisuus
- $w$  = vesipitoisuus
- $\rho_s$  = maan kiintotiheys
- $\rho_w$  = veden kiintotiheys

Todellisuudessa huokosluku ( $e$ ) vaihtelee kuormituksen eri vaiheissa. Vaihtelu on kuitenkin niin pientä, että arvona voidaan käyttää huokosluvun keskiarvoa. /18/

Soft Soil -mallissa voidaan käyttää koheesion arvoa nolla, toisin kuin esimerkiksi Mohr-Coulomb-mallissa, jossa tulee käyttää laskennallisista syistä pientä koheesion arvoa nollan sijasta. Mikäli SS-mallin yhteydessä koheesion arvoa käytetään, syntyy käytettävään myötöpintaan alue, jolla esiintyy vetojännityksiä, kuten kuvasta 5.5 on nähtävissä ( $p' < 0$ ). Jotta myötöpinnan huppuosa pysyisi aina puristuspuolella, on mallissa voimassa yhtälö  $p_p \geq c \cot \phi$ . Näin ollen koheesion arvoilla  $c > 0$  voi syntyä

näennäinen ylikonsolidaatio, mikäli koheesion arvo suhteessa vallitsevaan jännitystilaan on suuri. Tämä johtaa materiaalin liian jäykkään käyttäytymiseen pienillä kuormituksilla./18/ Kyseinen ilmiö kyseenalaistaa pelkkään suljettuun leikkauslujuuteen perustuvan  $S_u$ -menetelmän käytön Soft Soil -mallin yhteydessä. Laskennan tulisikin aina pohjautua laboratoriokokeilla määritettyihin tehokkaisiin lujuusparametreihin, sillä SS-malli ei edes hyväksy lähtöarvoksi kitkakulman arvoa  $\varphi=0$ .

#### Soft Soil -mallin lisäparametrit:

Poissonin luku	$\nu_{ur}$	[-]
Maanpaine kerroin	$K_0^{NC}$	[-]
$K_0^{NC}$ -parametri	$M$	[-]

Parametria  $M$  ei voida itse syöttää, vaan se lasketaan automaattisesti muiden parametrien pohjalta. Laskentayhtälö sisältää jäykkyysparametrien suhteen sekä lisäparametrit. Ratkaiseva merkitys on kuitenkin maanpaine kertoimella  $K_0^{NC}$ . Yhtälön likimääräinen ratkaisu on

$$M \approx 3,0 - 2,8 K_0^{NC} \quad (5.23)$$

Yhtälön tarkka muoto on esitetty julkaisussa Plaxis Material Models Manual, yhtälö 8.8. Lisäparametrien arvoina tulisi käyttää ensisijaisesti ohjelman omia oletusarvoja /18/. Ohjelman laskentaoletus lähtee kuitenkin siitä, että  $M$ -parametrin avulla sovitetaan maanpaine kerroin  $K_0^{NC}$  sopivaksi. Stabiliateetilaskennan kannalta on kuitenkin oleellisempaa, että  $M$ -parametri vastaa mahdollisimman hyvin kitkakulmaa, vaikka tämä johtaakin liian suuren lepopaine kertoimen käyttöön. Näin ollen käyttäjän tulisi iteroida lepopaine kertoimen arvo sellaiseksi, että  $M$ -parametrin arvo vastaa kitkakulmaa. Kitkakulman ja  $M$ -parametrin yhteys on esitetty yhtälössä 5.24.

$$M = \frac{6 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (5.24)$$

Poissonin luku on oletusarvoisesti  $\nu_{ur} = 0,15$ . Luvun tulisi ohjeen mukaan olla suuruudeltaan  $\nu_{ur} = 0,1 \dots 0,2$ . Poissonin luvun merkitys laskennassa on normaalisti pieni, mutta korostuu kuormitustapauksissa, joissa kuormaa pienennetään. Tällöin luvulla on vaikutusta pysty- ja vaakajännitysten välisen suhteen kehittymiseen./18/ Ratapenkereen stabiliateetilaskennassa tällaisia tilanteita ei kuitenkaan yleensä ole.



## 6 RATAPENKEREEN STABILITEETIN LASKENTA ELEMENTTIMENETELMÄLLÄ

### 6.1 Yleistä laskelmien suorittamisesta

Tässä diplomityössä laskettiin ja analysoitiin ratapenkereen stabiliteettia kolmessa kohteessa. Kohteet olivat Turku–Uusikaupunki km 222+600 m, Tampere–Seinäjoki km 312+300–313+650 m ja Kouvola-Kotka km 236+300–236+620 m. Kohteet ovat samat, kuin RHK:n julkaisussa A 10/2006 Radan stabiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet, kirjallisuustutkimus ja laskennallinen tausta-aineisto.

Laskelmat suoritettiin sekä lamellimenetelmään että elementtimenetelmään perustuvilla ohjelmilla. Lamellimenetelmään perustuvat laskelmat suoritettiin ohjelmalla GeoCalc-Stability v.1.1 ja elementtimenetelmään perustuvat laskelmat ohjelmalla Plaxis v.8.5.

Lamellimenetelmän yhteydessä laskelmat suoritettiin sekä ympyräliukupintaa että vapaata liukupintaa käyttäen. Menetelminä käytettiin Janbun yksinkertaistettua menetelmää, Bishopin yksinkertaistettua menetelmää sekä GLE:n menetelmää funktioilla  $f(x)=1$  ja  $f(x)=\sin(x)$ . Alkuperäisen suunnitelman mukaan laskelmat piti suorittaa Bishopin ja Morgenstern-Price menetelmällä käyttäen sekä tehokkaita lujuusparametreja ( $c'-\phi'$ ) että suljettua leikkauslujuutta ( $S_u$ ). Morgenstern-Price -menetelmän todettiin kuitenkin tuottavan ohjelmavirheestä johtuen virheellisiä laskentatuloksia. Tästä syystä laskelmat suoritettiin vastaavalla GLE-menetelmällä käyttäen vastaavia voimafunktioita. Janbun yksinkertaistettu menetelmä otettiin laskelmiin mukaan referenssiksi menetelmän laajasta käytöstä johtuen.

Elementtimenetelmän yhteydessä käytettiin kolmea materiaalimallia; Mohr-Coulomb (MC), Modified Cam Clay (MCC) ja Soft Soil (SS). MC-mallin yhteydessä käytettiin ensisijaisesti huokospainerajan mukaan määritettyjä lujuusparametreja. MCC- ja SS-malleissa käytettiin ensisijaisesti murtotilan mukaan määritettyjä lujuusparametreja. Kaikki lujuusparametrit on määritetty jännityspolkukuvaajista, jotka on saatu häiriintymättömille näytteille tehdyistä isotrooppisesti ja anisotrooppisesti konsolidoiduista kolmiaksaalikokeista. Kaikissa laskelmissa käytettiin 15-solmuisia elementtejä. Elementtiverkon tiheys vaihteli eri poikkileikkauksissa 250...650 elementin välillä.

Junakuorman mallinnusta tutkittiin ensimmäisten laskelmien yhteydessä. Vaihtoehtoina olivat lähinnä ulkoinen kuorma, maalaatikko tai näiden yhdistelmä. Pelkkää ulkoista kuormaa käytettäessä tulisi kuorman ja penkereen välillä käyttää jäykkää palkki-elementtiä, jotta kuorma käyttäytyisi jäykästi. Yksinkertaisimmaksi tavaksi todettiin junakuorman mallintaminen 1 metrin korkuisena ”maalaatikkona”, joka ominaisuuksiltaan vastasi betonia. Materiaalimallina käytettiin lineaarielastista mallia.

Sekä lamellimenetelmän että elementtimenetelmän yhteydessä pyrittiin käyttämään RHK:n julkaisun A 10/2006 suhteen mahdollisimman yhtenevää geometriamallia ja laskentaparametreja. Kaikki käytetyt laskentaparametrit on listattu liitteissä 1–10.



antavat lähtökohtaisesti suuremman kokonaisvarmuuden, mikäli varmuustaso on  $F > 1,0$ , kuten aiemmin on esitetty huokosveden ylipainetta koskevassa kappaleessa 3.5.



## 7 TURKU-UUSIKAUPUNKI km 222+600 m

### 7.1 Laskelmat LEM-menetelmällä

#### 7.1.1 Yleistä

Laskelmien teko aloitettiin Turku-Uusikaupunki-välin poikkileikkauksesta vertaamalla GeoCalc-ohjelman laskentatulosta referenssijulkaisussa /26/ esitettyihin laskentatuloksiin geometrialtaan ja parametreiltaan mahdollisimman identtisisillä malleilla. Näin pystyttiin havainnoimaan mahdollisia eroja laskentaohjelmien ja -menetelmien välillä.

Absoluuttisia tuloksia tarkastellessa on huomioitava, että todelliseen poikkileikkaukseen verrattuna alkuperäinen malli on yksinkertaistettu. Penkereen muoto ei vastaa pohjatutkimuksissa todettua penkereen muotoa eikä sivuojia ole mallinnettu lainkaan. Yksinkertaistettu malli on esitetty kuvassa 6.1 ja mitatun poikkileikkauksen mukainen malli kuvassa 7.2. Kaikki laskennassa käytetyt parametrit on esitetty liitteessä 1–4.

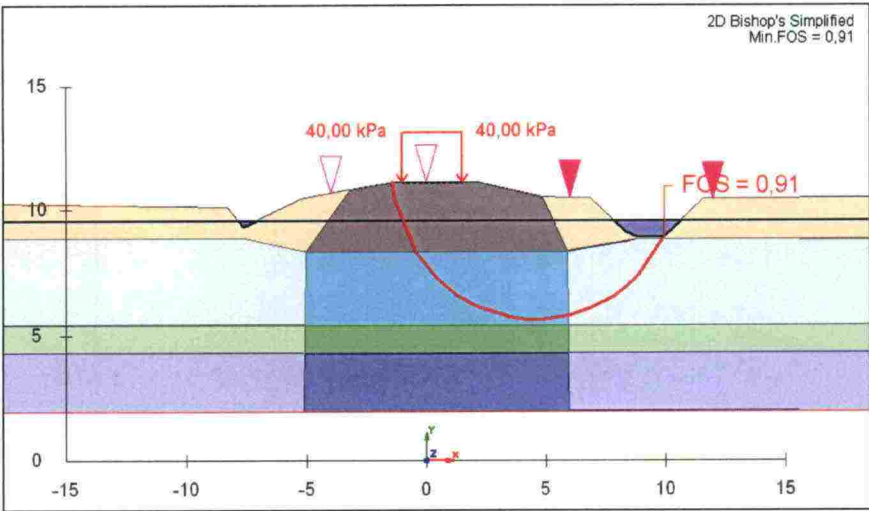
#### 7.1.2 Laskentatulokset

Aluksi selvitettiin laskentapoikkileikkauksen yksinkertaistuksen vaikutus laskentatuloksiin. Kokonaisvarmuudet laskettiin alkuperäisellä geometriamallilla sekä mallilla, jossa sivuojat on mallinnettu normaalisti. Taulukossa 7.1 on esitetty laskentatulokset eri laskentametoodeilla sekä  $c'-\phi'$ -menetelmällä että  $S_u$ -menetelmällä.

*Taulukko 7.1 Lasketut kokonaisvarmuudet alkuperäisen kaltaisella mallilla ja sivuojat mallinnettuna.*

<b><math>c'-\phi'</math> -menetelmä</b>	Janbu's Simpl.	Bishop Simpl.	GLE Sin(x)	GLE Spencer	RHK
Alkuperäinen malli (s.201)	1,598	1,732	1,731	1,736	1,623
Sivuojat mallinnettuna:	1,367	1,423	1,419	1,412	
<b><math>S_u</math>-menetelmä</b>					
Alkuperäinen malli (s.210)	1,013	1,005	0,982	0,977	1,038
Sivuojat mallinnettuna:	0,801	0,908	0,878	0,869	

Taulukosta on nähtävissä, millainen vaikutus sivuojilla on laskennalliseen kokonaisvarmuuteen. Kokonaisvarmuus laski keskimäärin 0,25 yksikköä. Lisäksi vaarallisin liukupinta ohjautui penkereen toiselle puolelle syvemmän ojan pohjalle, kuten kuvasta 7.1 on nähtävissä.  $c'-\phi'$ -menetelmällä sivuojien vaikutus oli selvästi isompi kuin  $S_u$ -menetelmällä. Suljetulla leikkauslujuudella kokonaisvarmuus pieneni keskimäärin noin 10 % ja tehokkaita lujuusparametreja käyttäen noin 17 %. Janbun menetelmässä kuitenkin prosentuaalisesti suurempi varmuuden pieneneminen tapahtui suljetulla leikkauslujuudella. Janbun menetelmällä  $f_0$ -korjauskerroin huomioiden saavutettiin yleisesti ottaen pienimmät kokonaisvarmuudet.



Kuva 7.1 Laskentapoikkileikkaus, jossa sivuojat mallinnettuna.

RHK:n julkaisun laskelmaosiossa on saatu  $c'-\phi'$ -menetelmällä ja Morgenstern-Price-metodilla kokonaisvarmuudeksi  $F=1,623$  (/26/ s.201). Käytettyä voimafunktiota  $f(x)$  ei ole ilmoitettu. Suljettua leikkauslujuutta käyttäen on RHK:n julkaisussa saatu kokonaisvarmuudeksi  $F=1,038$  (/26/ s.210).

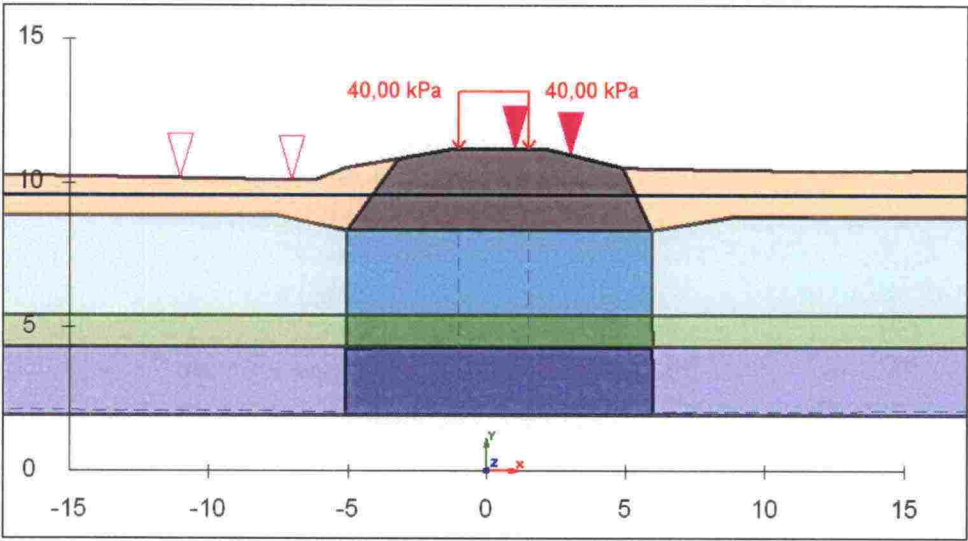
Taulukossa 7.2 on esitetty Geocalc-ohjelmalla lasketut kokonaisvarmuudet  $c'-\phi'$ -menetelmällä sekä alkuperäisen huokospainerajan mukaan määritetyillä lujuusparametreilla, että murtotilan mukaan määritetyillä parametreilla. GLE-menetelmällä, samoin kuin Bishopin menetelmällä saatiin ympyräliukupinnalla kokonaisvarmuudeksi  $F=1,69...1,70$ . Tulos on noin 5 % suurempi, kuin alkuperäinen kokonaisvarmuus  $F=1,62$ . Janbun menetelmällä saatu kokonaisvarmuus  $F=1,557$  taas oli hieman pienempi kuin alkuperäinen kokonaisvarmuus. Vapaalla liukupinnalla saatiin GLE-menetelmällä kokonaisvarmuudeksi  $F\approx 1,51$  ja Janbun menetelmällä  $F\approx 1,35$ .

Taulukko 7.2 Kokonaisvarmuudet  $c'-\phi'$ -menetelmällä alkuperäisellä geometriamallilla.

<b><math>c'-\phi'</math> -menetelmä</b>	Janbu's Simpl.	Bishop Simpl.	GLE Sin(x)	GLE Spencer	RHK
Alkuperäinen malli					
<b>Huok.rajan parametrit</b>					
Ymp.liukupinta	1,557	1,687	1,697	1,692	1,623
Vapaa liukupinta	1,352		1,507	1,508	
<b>Murtotilan parametrit</b>					
Ymp.liukupinta	1,695	1,820	1,817	1,817	
Vapaa liukupinta	1,638		1,769	1,771	

Murtotilan parametreissa kuivakuorikerroksen ja ylimmän savikerroksen kitkakulmana käytettiin  $\phi = 25^\circ$ , kun kitkakulma huokospainerajan mukaan oli  $\phi = 20^\circ$ . Penkereen kitkakulmana käytettiin  $\phi = 35^\circ$ . Kokonaisvarmuuden voidaan todeta olevan murtotilan parametreilla laskettaessa 7...8 % suurempi. Huokosveden ylipaine mallinnettiin molemmilla parametreilla laskettaessa vaikuttamaan pohjamaahan junakuorman alle

junakuorman suuruisena. Huokosveden ylipainekäyrä on kuvassa 7.2 esitetty sinisellä katkoviivalla.



Kuva 7.2 Alkuperäisen mallin mukaan toteutettu laskentapoikkileikkaus.

Taulukossa 7.3 on esitetty oleelliset laskentaparametrit, joita käytettiin laskettaessa suljetulla leikkauslujuudella. Laskentapoikkileikkaus oli sama, kuin  $c'-\phi'$ -menetelmällä. Kyseinen poikkileikkaus on esitetty kuvassa 7.2.

Taulukko 7.3. Tärkeimmät laskentaparametrit  $S_u$ -menetelmällä.

$S_u$ -menetelmä	$\phi'$	$c'$	$S_u$	$\gamma$
Penger	30°	0,2	-	20,0
Kuivakuori	-	-	6,0	16,0
Savi penkereen alla	-	-	11,5	15,3
Savi penkereen sivulla	-	-	6,0*	14,5

\*leikkauslujuus kasvaa syvyysuunnassa 0,3 kPa/m.

Taulukossa 7.4 on esitetty kokonaisvarmuudet, jotka on saatu käyttäen suljettua leikkauslujuutta. Tulokset olivat ympyräliukupinnalla laskettaessa lähellä alkuperäistä kokonaisvarmuutta  $F=1,038$ . Prosentuaalisesti tulokset olivat 2...6 % pienempiä, kuin alkuperäinen tulos. Tässä tapauksessa Janbun menetelmällä saatiin suurimmat kokonaisvarmuudet ja GLE-menetelmällä pienimmät. Kuten taulukosta 7.4 on nähtävissä, ovat kokonaisvarmuudet ympyräliukupinnoillakin osittain  $F<1,0$ , vaikka sivuojen noin 10 % kokonaisvarmuutta pienentävää vaikutusta ei ole huomioitu.

Taulukko 7.4 Lasketut kokonaisvarmuudet alkuperäisellä geometriamallilla suljetulla leikkauslujuudella.

$S_u$ -menetelmä	Janbu's Simpl.	Bishop Simpl.	GLE Sin(x)	GLE Spencer	RHK
Alkuperäinen malli (s.210)					
Ympyräliukupinta	1,013	1,005	0,982	0,977	1,038
Vapaa liukupinta	0,880		0,845	0,864	



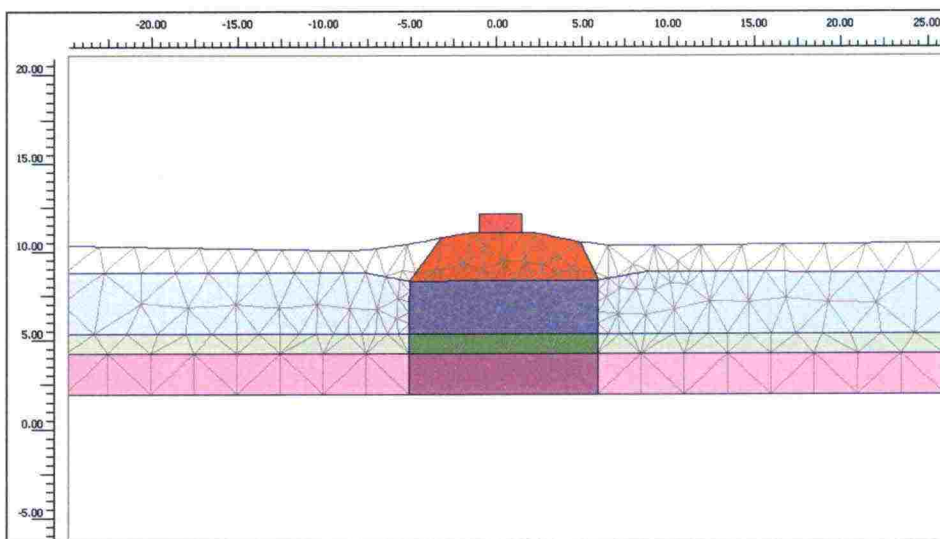
Vapaata liukupintaa käyttäen saatiin  $c'$ - $\phi'$ -menetelmällä 2,5...5,0 % pienempiä kokonaisvarmuuksia ympyräliukupintaan verrattuna.  $S_u$ -menetelmällä vastaava ero oli isompi ja vaihteli 11...14 % välillä.

Kaikki vapaalla lukupinnalla tehdyt laskelmat laskettiin myös käyttäen 10-kertaa pienempää laskentatoleranssia ja 10-kertaa suurempaa laskentatarkkuutta ohjelman automaattisiin laskenta-asetuksiin verrattuna. Laskentaproseduurin tarkkuuden parantamisella ei kuitenkaan ollut merkittävää vaikutusta. Laskentatulokset muuttuivat muutoksen myötä vain noin 0...3 %. Sen sijaan laskentarajojen (Search range) kaventamisella on laskelmia tehtäessä havaittu vaikutusta vaarallisimman liukupinnan löytymiseen erityisesti vapaamuotoisilla liukupinnoilla. Kokonaisvarmuus on saattanut pienentyä jopa 7 % hakurajojen kaventamisen seurauksena. Tästä syystä monissa Geocalc-kuvissa magentan värisillä kärkikolmioilla esitetyt hakurajat ovat melko suppeat. Hakurajat ovat aluksi olleet mahdollisimman laajat. Kun vaarallisimman liukupinnan sijainti on löytynyt, hakurajoja on tarkoituksellisesti kavennettu tarkkuuden parantamiseksi.

## 7.2 FEM-laskenta SRM-menetelmää käyttäen

### 7.2.1 Yleistä SRM:stä

SRM-menetelmä (Phi/c reduction) toimi PLAXIS-ohjelmassa ongelmitta. Kuvassa 7.3 on esitetty käytetty geometriamalli. 15-solmuisia elementtejä mallissa oli yhteensä 615 kpl. Laskenta-aika oli lyhyt myös tiheällä, yli 600 elementtiä sisältävällä elementti-verkolla. Syntyvä ”liukupinta” oli helposti havaittavissa ja analysoitavissa.



Kuva 7.3 SRM-laskennassa käytetty geometriamalli

Laskelmat suoritettiin siten, että junakuorma mallinnettiin lineaarielastisella materiaali-mallia 1,0 m korkeana, jäykkyydeltään betonia vastavana laatikkona, jonka tilavuuspaino on  $40 \text{ kN/m}^3$ . Näin ollen se vastasi  $40 \text{ kPa}$  pintakuormaa. Alkutilan jännitykset laskettiin ilman junakuormaa. Laskentatilassa junakuorma aktivoitiin Staged construction -tyyppisellä laskennalla. Tämän jälkeen suoritettiin ”Phi/c reduction” -tyyppinen, lujuudenpienennyksen automaattisesti suorittava laskenta. Laskenta-

asetuksina käytettiin ohjelman omia oletusasetuksia. Lujuusparametrit olivat samat kuin aiemmin LEM-laskennan yhteydessä esitetyt. Mohr-Coulomb -mallin yhteydessä käytettiin huokospainerajan mukaisia lujuusparametreja ja Soft Soil -mallin yhteydessä murtotilan lujuusparametreja.

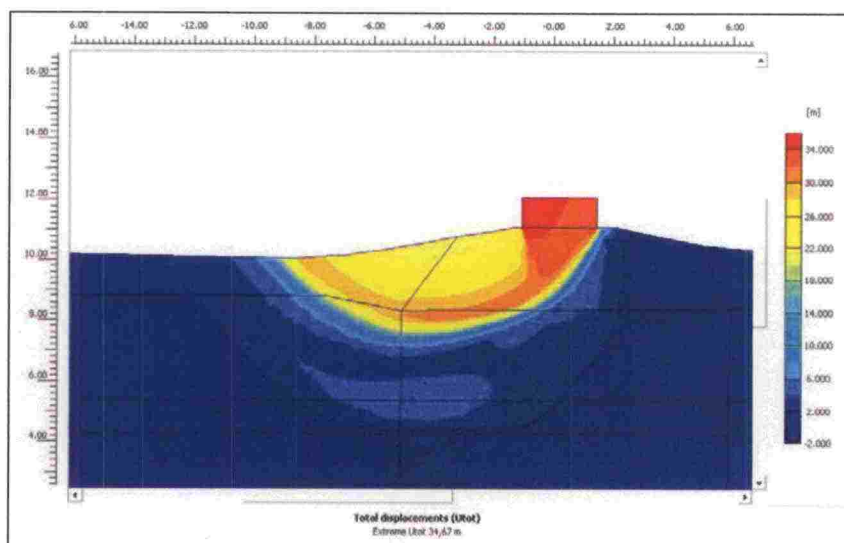
### 7.2.2 SRM-laskenta Mohr-Coulomb -mallilla

Myös SRM-menetelmällä tutkittiin sivuojen vaikutus kokonaisvarmuuteen. Taulukossa 7.5 on esitetty elementtimenetelmällä saavutetut kokonaisvarmuudet alkuperäisellä geometriamallilla sekä sivuoja huomioivalla geometriamallilla.

Taulukko 7.5 Lasketut kokonaisvarmuudet elementtimenetelmällä SRM-metodilla.

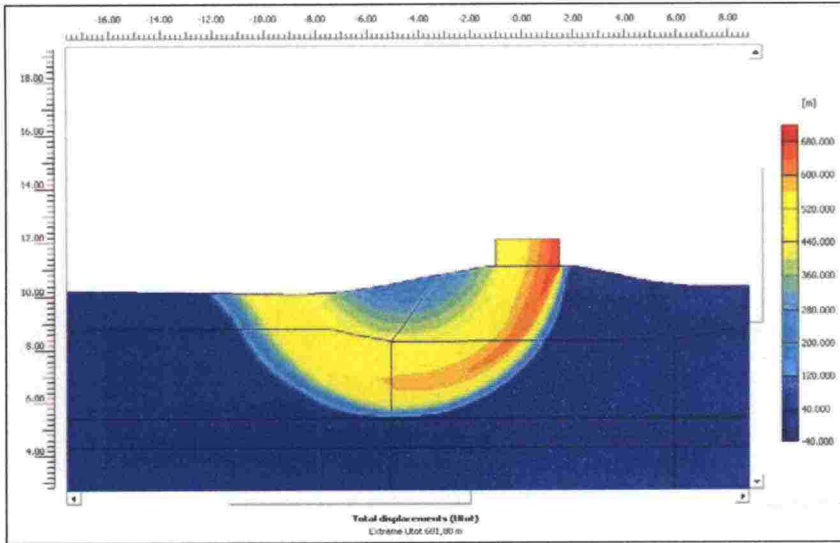
<b>c'-<math>\phi</math>' -menetelmä</b>	<b>SRM</b>
Alkuperäinen malli (s.201)	1,532
Sivuoja mallinnettuna:	1,220
<b>S<sub>u</sub>-menetelmä</b>	
Alkuperäinen malli (s.210)	1,095
Sivuoja mallinnettuna:	0,906

Ilman sivuoja saatiin tehokkailla lujuusparametreilla kokonaisvarmuudeksi taulukossa 7.5 ja kuvassa 7.4 esitetty  $F=1,532$ , mikä on pienempi kuin lamellimenetelmällä ympyräliukupinnoilla saatu kokonaisvarmuus, mutta samaa suuruusluokkaa kuin vapaalla liukupinnalla lasketut kokonaisvarmuudet. Janbun menetelmään verrattuna kokonaisvarmuus on jopa selvästi isompi. Tämä selittyy pitkälti sillä, että vapaalla liukupinnalla lamellimenetelmällä laskettaessa liukupinta koukkasi voimakkaasti juna-kuorman alle, suuren huokosveden ylipaineen vaikutusalueelle. Elementtimenetelmällä laskettaessa tällaista epärealistista oletusta huokosveden ylipaineen jakautumisesta ei tehdä, mikä tässä tapauksessa johtaa hieman suurempaan kokonaisvarmuuteen.



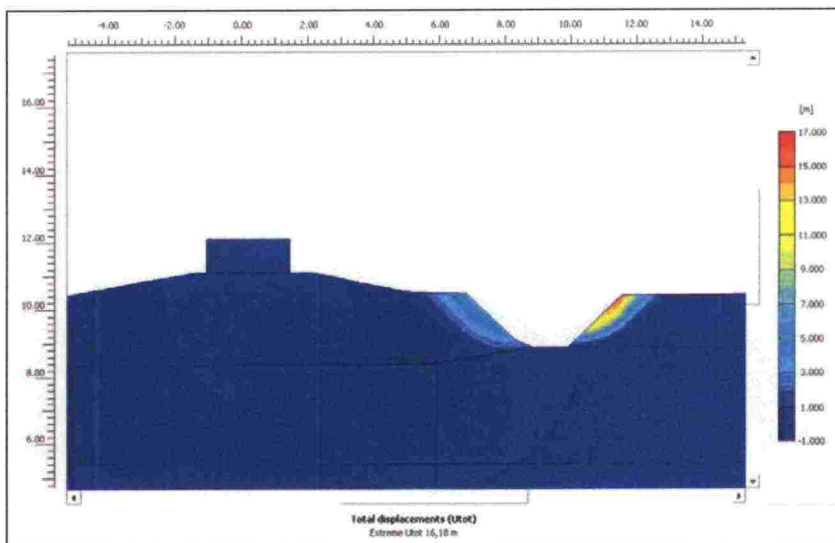
Kuva 7.4 Ilman oja c'- $\phi$ '-menetelmällä kokonaisvarmuus on  $F=1,532$ .

Suljettua leikkauslujuutta käyttäen saatiin kokonaisvarmuudeksi kuvassa 7.5 esitetty  $F=1,095$ , mikä on 8...12 % suurempi kuin lamellimenetelmällä ympyräliukupinnalla lasketut kokonaisvarmuudet. Tulos poikkeaa jopa yllättävän paljon ylöspäin lamellimenetelmän tuloksista  $S_u$ -menetelmän yksinkertaisuus huomioiden. Yksiselitteistä syytä poikkeavalle tulokselle on vaikea löytää.



Kuva 7.5 Ilman ojaia  $S_u$ -menetelmällä kokonaisvarmuus  $F=1,095$ .

Seuraavaksi tehtiin geometriamalli, johon sivuojat oli mallinnettu alueella tehdyn kartoituksen mukaisesti. Tällöin havaittiin kuvassa 7.6 nähtävissä oleva yksi elementti-menetelmän puute, joka voidaan tulkita myös joissain tapauksissa sen vahvuudeksi. Kun liukupinnan sijainnista ei voida tehdä oletuksia, voi vaarallisin liukupinta muodostua helposti esimerkiksi ojien reunoille. Ohjelma ilmoitti kokonaisvarmuuden kuvan 7.6. tapauksessa olevan  $F=0,550$ . Tämä johtui kuivakuorikerroksen pienistä lujuusparametreista, jotka aiheuttivat ojaluiskien sortumisen.

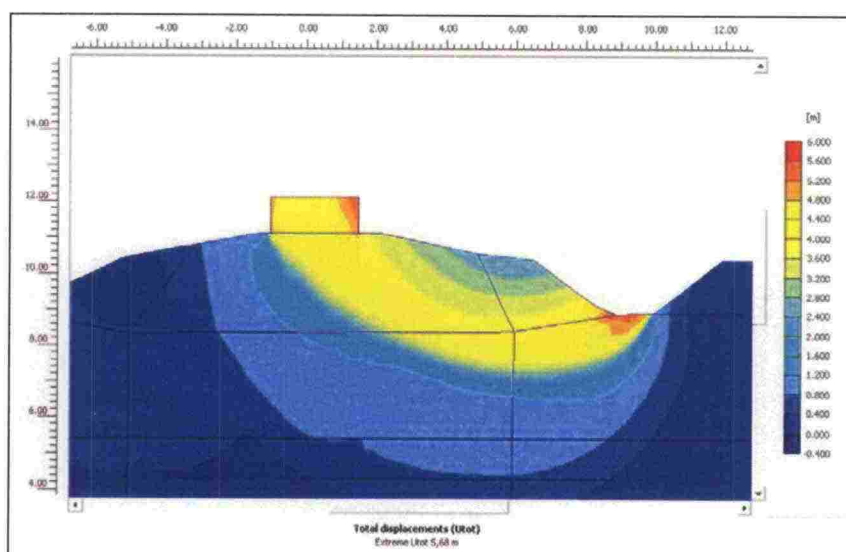


Kuva 7.6 SRM-laskennan tulos  $c'-\phi'$ -menetelmällä. Vaarallisin "liukupinta" syntyy ojan reunalle. Kokonaisvarmuus  $F=0,550$ .



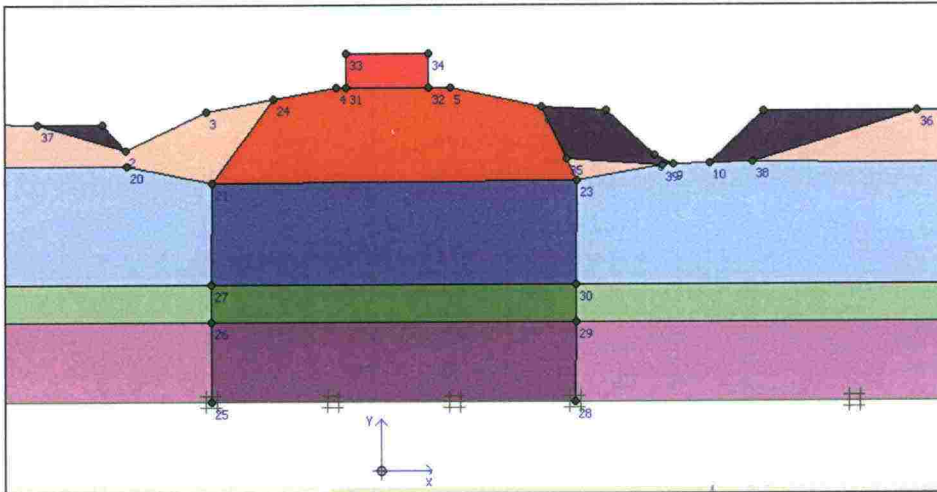
Tällöin mallia pitää muokata, jotta voidaan laskea halutun alueen eli tässä tapauksessa ratapenkereen stabiliteettia. Vaihtoehtoisia tapoja ovat esimerkiksi geometrian muuttaminen ojan luiskaa loiventamalla, lujemman maa-aineksen lisääminen ojan reunoille tai kuvitteellisen tukiseinän mallintaminen ojaluiskaan. Tässä tapauksessa kokeiltiin sekä ojaluiskan loiventamista että vahvempien maakerrosten käyttämistä.

Ojaluiskan loiventaminen on yksinkertaisin ja nopein tapa mutta pitää kuitenkin huomioida, että ojan luiskan loiventaminen poistaa passiivipuolen kuormitusta ja siten heikentää laskennallista stabiliteettia. Näin toimimalla saatiin kokonaisvarmuudeksi kuvassa 7.7 esitetty  $F=1,195$ .



Kuva 7.7 SRM-stabiliteettilaskennan tulos  $c'$ - $\phi'$ -menetelmällä ojen loiventamisen jälkeen. Kokonaisvarmuus on  $F=1,195$ .

Toinen vaihtoehto on tehdä ojan penkereille vahvempia maakerrosalueita. Tämä vaihtoehto on kuitenkin selvästi työläämpi. Kuvassa 7.8 on esitetty geometriamalli, jossa ojan penkereissä on käytetty vahvempaa maamateriaalia siten, että liukupinta muodostuu halutulle alueelle. Näin mallintamalla saatiin kokonaisvarmuudeksi  $F=1,220$ , mikä on 2,1 % suurempi, kuin ojan pengertä loiventamalla saatu tulos. Vahvemmat maakerrokset saattavat tässä tapauksessa vaikuttaa hieman kokonaisvarmuutta kasvattavasti laskentatulokseen mutta vaikutus on kuitenkin pienempi, kuin geometrian muuttamisella.



Kuva 7.8 Geometriamalli, jossa ojaluiskien reunojen maakerroksien lujuusparametreja on kasvatettu.

Jatkossa stabiliteettilaskelmat tehtiin geometriamallilla, jossa ei ole sivuojia. Näin toimittiin siitä syystä, että haluttiin tehdä laskelmat mahdollisimman identtisisellä elementtimenetelmämallilla verrattuna RHK:n julkaisussa A 10/2006 esitettyyn laskentamalliin.

Tehtäessä vertailua lamellimenetelmään, voidaan havaita, että tulokset ovat alkuperäisen mallin osalta hyvin yhtenevät Janbun menetelmällä ja SRM-menetelmällä. Sivuojen kanssa tulokset eroavat hieman enemmän. Mielenkiintoinen tulos on tehokkailla parametreilla saavutettu kokonaisvarmuus  $F=1,220$ , sillä se on selvästi pienempi kuin mikään lamellimenetelmällä saaduista kokonaisvarmuuksista. Janbun menetelmällä saatuun tulokseen ( $F=1,352$ ) verrattuna SRM-menetelmällä saatiin 11 % pienempi kokonaisvarmuuden arvo. Huomiota herättävää on myös se, että  $S_u$ -menetelmällä kokonaisvarmuus pienenee selvästi vähemmän sivuojen vaikutuksesta.  $c'-\phi'$ -menetelmällä kokonaisvarmuus pienenee 0,31 ja suljettua leikkauslujuutta käyttäen 0,19.

### 7.2.3 SRM-laskenta manuaalisesti Soft Soil -mallilla

Maan lujuusparametreja automaattisesti pienentävä SRM-menetelmä toimii Plaxis-ohjelmassa vain Mohr-Coulomb-materiaalimallilla, joka ei pysty mallintamaan murto-tilan huokosveden ylipaineen nousun vaikutusta laskentatulokseen. Menetelmää on kuitenkin mahdollista simuloida manuaalisesti muuttamalla järjestelmällisesti mallin maakerroksia heikommiksi. Tällöin voidaan SRM-menetelmää hyödyntää myös kehittyneemmällä Soft Soil -materiaalimallilla. Soft Soil -materiaalimallin yhteydessä käytettiin murtotilan lujuusparametreja. SRM-laskennan käytännön suorittaminen on käyty perusteellisemmin läpi kappaleessa 10.

Laskenta etenee siten, että Input-tilassa ennen varsinaista laskentavaihetta materiaali-kirjastoon luodaan eri lujuisia maakerrosryhmiä. SRM-menetelmässä kokonaisvarmuus määräytyy alkuperäisen ja pienennetyn lujuuden suhteena yhtälön 7.1 mukaisesti.

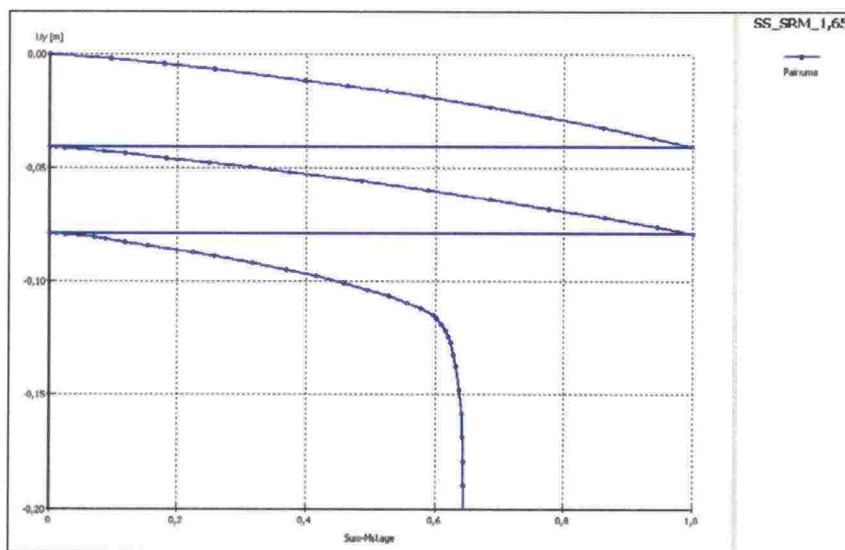
$$\sum Msf = \frac{\tan \varphi_{input}}{\tan \varphi_{reduced}} = \frac{c_{input}}{c_{reduced}} \quad (7.1)$$

Maakerrosryhmät oli tässä tapauksessa Soft Soil -mallilla luotu niin, että maakerrosten koheesiota ja kitkakulman  $\tan \varphi$  -arvoa oli pienennetty siten, että ne vastasivat kokonaisvarmuuksia  $F=1,40$  ja  $1,65$ . M-parametri oli sovitettu oletusarvoisesti siten, että lepopaine kerroin  $K_0$  saatiin mahdollisimman totuuden mukaiseksi.

Laskentavaiheessa ensimmäisenä vaiheena aktivoitiin 40 kPa suuruinen junakuorma. Tämän jälkeen alkuperäisten maakerrosten tilalle vaihdettiin heikompia maakerroksia, kunnes penger sortui. Sortuma tapahtui, kun mallin maakerrosten lujuus vastasi kokonaisvarmuutta  $F=1,65$ . Tämän jälkeen luotiin vielä maakerrokset, joiden lujuus vastasi kokonaisvarmuuden arvoa  $F=1,50$ . Näillä lujuusparametreilla penger ei sortunut.

Kokonaisvarmuuden voidaan täten todeta olevan Soft Soil -mallilla murtotilan parametreilla  $F=1,50 \dots 1,65$ . Samalla laskentapoikkileikkauksella saatiin automaattisella SRM-menetelmällä (Phi/c reduction) Mohr-Coulomb -mallilla huokospainerajan mukaisilla parametreilla kokonaisvarmuudeksi aiemmin esitetty  $F=1,532$ .

Kuvassa 7.9 on esitetty laskennasta tulostettu painumakuvaaja, jossa pystyakseli kuvaa penkereen painumista ja vaaka-akseli kunkin laskentavaiheen etenemistä. Painumakuvaajan tarkkailupiste on penkereen pinnassa horisontaalisesti mahdollisimman keskellä junakuormaa. Kuvaajasta nähtävä ensimmäinen painumavaihe on junakuorman aktivointi. Toinen painumavaihe kuvaa maan lujuusparametrien pienentämistä kokonaisvarmuutta  $F=1,40$  vastaavaan arvoon. Kolmas vaihe on lujuusparametrien pienentäminen varmuutta  $F=1,65$  vastaavaan arvoon. Kolmannessa laskentavaiheessa penger sortuu, kun laskentavaiheesta on suoritettu noin 63 % (Sum-Mstage=0,63). Tämä havaitaan painuman voimakkaana kasvuna. Laskenta ei enää etene ja ohjelma ilmoittaa penkereen sortuvan.



Kuva 7.9 Penkereen painuma Soft Soil -mallilla maan lujuusparametrien pienentämisen yhteydessä.



Kokonaisvarmuus voidaan laskea tarkasti Sum-Mstage arvon perusteella. Sortuma tapahtuu, kun Sum-Mstage arvo on 0,63, eli kun heikentämisestä on toteutettu 63 %. Laskentaväli on ollut kokonaisvarmuudesta  $F=1,40$  varmuuteen  $F=1,65$ . Tällöin kokonaisvarmuus lasketaan yhtälön 7.2 mukaisesti.

$$\begin{aligned} F_{\text{kok}} &= Pk_{\text{alku}} + ((Pk_{\text{loppu}} - Pk_{\text{alku}}) \times \text{SumMstage}) \\ &= 1,40 + ((1,65 - 1,40) \times 0,63) = 1,558 \end{aligned} \quad (7.2)$$

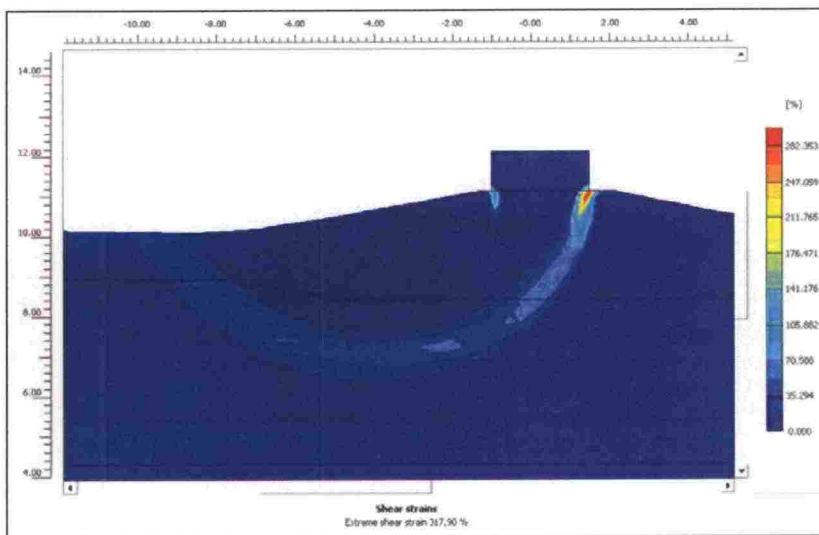
missä

$Pk_{\text{alku}}$  on lujuuden pienennyskerroin laskentavaiheen alussa

$Pk_{\text{loppu}}$  on lujuuden pienennyskerroin laskentavaiheen lopussa

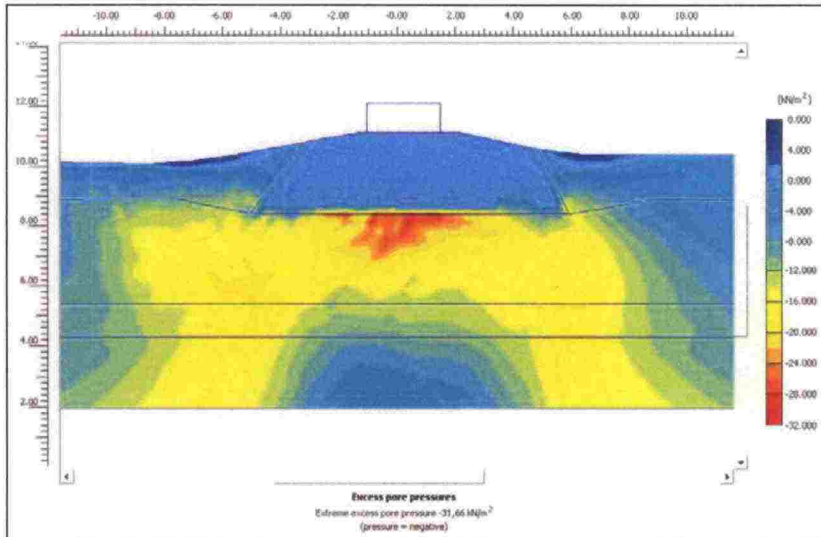
$\text{SumMstage}$  on arvo, jolla sortuma tapahtuu

Kokonaisvarmuudeksi saadaan siis murtotilan parametreilla  $F=1,558$ , mikä on 1,7 % isompi kuin Mohr-Coulomb mallilla huokospainerajan mukaisilla lujuusparametreilla laskettu kokonaisvarmuus. Kuvassa 7.10 on esitetty penkereen sortumasta aiheutuneet leikkausmuodonmuutokset, jotka kuvaavat hyvin ”liukupinnan” sijaintia.



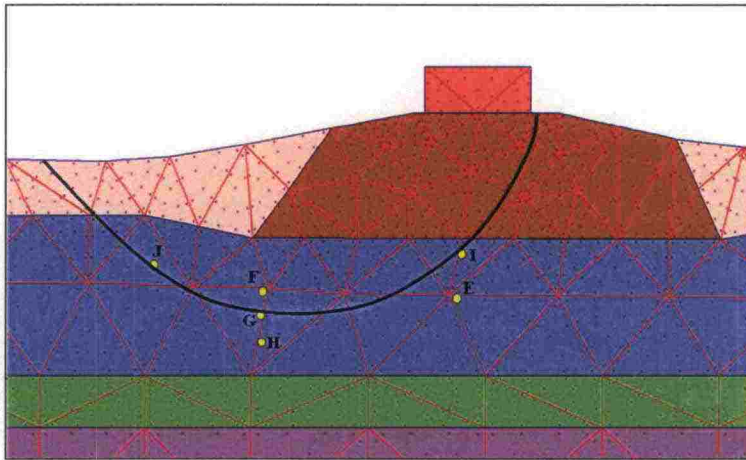
Kuva 7.10 Leikkausmuodonmuutokset penkereen sorruttua.

Kuvassa 7.11 on esitetty huokosveden ylipaine laskennan päättyessä penkereen sortumiseen. Kuvasta nähdään, että 40 kPa junakuormalla suurin ylipaineen arvo on 31,7 kPa pohjamaan pinnassa junakuorman alla. Oleellista on kuitenkin ylipaineen kohdentuminen suhteessa ”liukupintaan”. Ylipainetta kehittyy merkittävästi pohjamaassa koko sortumapinnan matkalle, eikä pelkästään junakuorman alle. Huokosylipainekuvasta on jopa nähtävissä liukupinnan sijainti, sillä suurimmat ylipaineen arvot keskittyvät liukupinnalle. Liukupinnan matkalla pohjamaassa vallitsee sortumatilanteessa 10...30 kPa huokosveden ylipaine. Lamellimenetelmällä huokosveden ylipaine mallinnettaisiin vain junakuorman alle 40 kPa suuruisena, jolloin sen vaikutus on paljon pienempi ja paikallisempi.



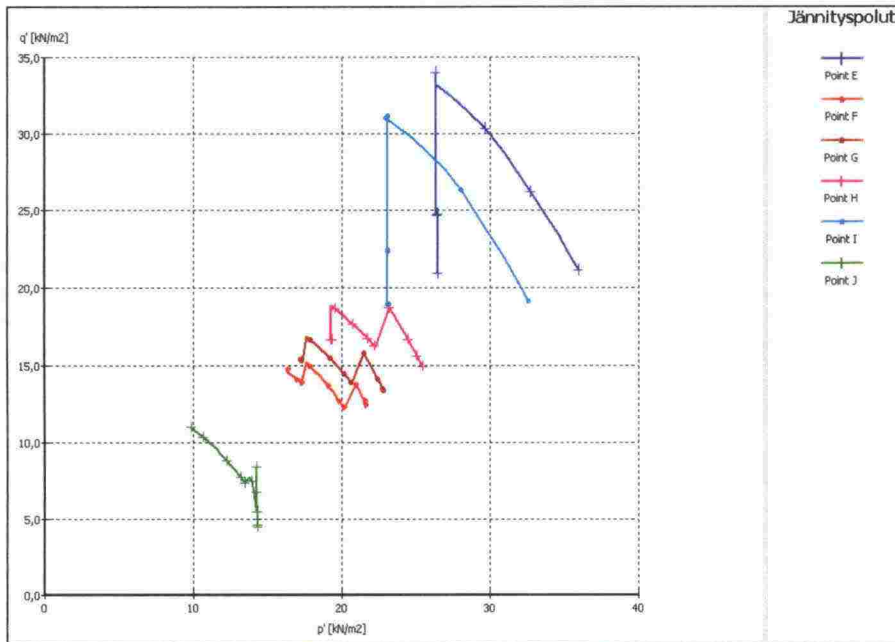
Kuva 7.11 Huokosveden ylipaine Soft Soil -mallilla penkereen sortuessa.

Pohjamaasta valittiin 6 pistettä, joista tutkittiin jännitystilakäyttäytymistä jännityspolku-kuvaajien avulla. Pisteet E...J on esitetty kuvassa 7.12. Pisteet valittiin siten, että ne sijoittuvat liukupinnan matkalle ja vastaavat myös RHK:n julkaisussa tutkittuja jännityspisteitä.



Kuva 7.12 Jännityspisteiden ja liukupinnan sijainti.

Laskennan tuloksena saatiin kuvassa 7.13 esitetyt jännityspolku-kuvaajat. Jännityspolut nousevat melko jyrkästi, mikä johtuu suuresta M-parametrin arvosta, joka määrittää elliptisen myötöpinnan korkeuden. Jännityspoluissa näkyvät ”portaavat” kuvaavat vaiheita, joissa maakerrosten lujuutta on pienennetty.



Kuva 7.13 Jännityspolkukuvajaajat 40 kPa junakuormalla maakerrosten lujuutta pienennettäessä.

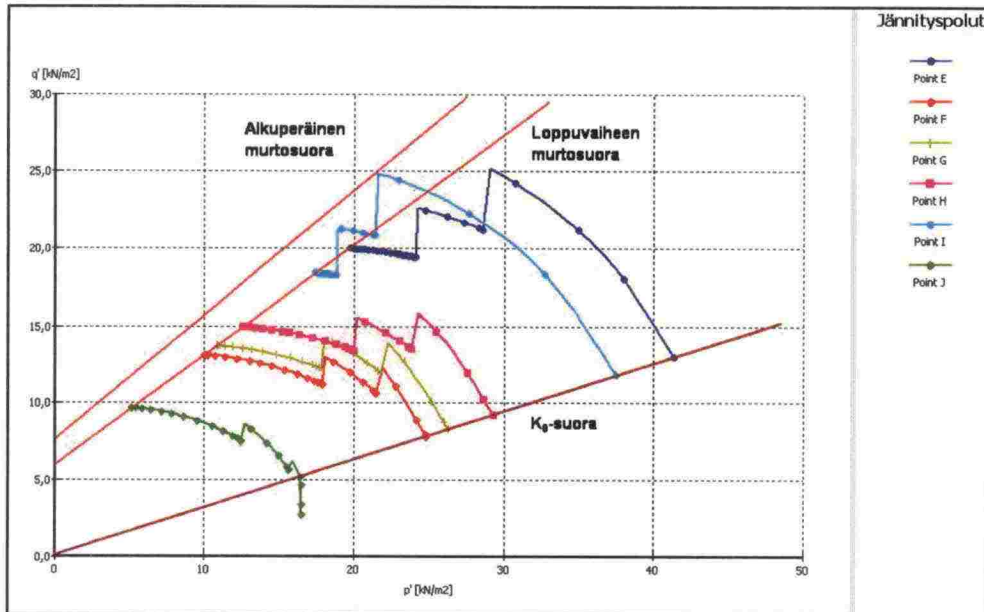
Vastaava SRM-laskenta suoritettiin Soft Soil -mallilla myös käyttäen huokospainerajan mukaisia lujuusparametreja. Tällöin kokonaisvarmuudeksi saatiin  $F \approx 1,30$ , mikä on selvästi pienempi kuin Mohr-Coulomb-mallilla laskettu varmuus.

#### 7.2.4 SRM-laskenta Soft Soil-mallilla kitkakulman mukaan sovitetulla M-parametrilla

Edellä esitetyt laskennat suoritettiin siten, että Soft Soil -mallin lisäparametrit oli sovitettu lepopainekertoimen  $K_0$  mukaan. Tällöin käytettiin mahdollisimman oikeaa lepopainekerrointa mutta suhteessa kitkakulmaan liian suurta M-parametrin arvoa. Tässä laskennassa  $K_0$  -arvoa varioitiin siten, että M-parametri saatiin vastaamaan kitkakulmaa. Kitkakulman ja M-parametrin yhteys on esitetty yhtälössä 5.20.

Näillä parametreilla laskettaessa pengerrin sortui jo ennen kuin maakerrosten lujuusparametreja oli saatu pienennettyä kokonaisvarmuutta  $F=1,40$  vastaavaan arvoon. Näin ollen luotiin maalajikirjastoon uudet maakerrokset, joiden lujuudet vastasivat kokonaisvarmuutta  $F=1,20$ . Pengerrin sortui, kun maakerroksia heikennettiin välillä  $F=1,20 \dots 1,40$  siten, että laskennalliseksi kokonaisvarmuudeksi saatiin  $F=1,26$ . Tämä tulos on 19 % pienempi, kuin edellisessä kappaleessa esitetty kokonaisvarmuus  $F=1,56$ . Tulos on myös selvästi pienempi verrattuna Mohr-Coulomb-mallilla pienemmällä lujuusparametreilla suoritettuun SRM-laskentaan.





Kuva 7.14 Jännityspolkukuvaajat, kun  $M$ -parametri on sovitettu vastaamaan kitkakulmaa.

Kuvassa 7.14 on esitetty laskennasta saadut jännityspolkukuvaajat kuvassa 7.12 esitetyistä jännityspisteistä. Kuvassa on myös esitetty  $K_0$ -suoran sekä alkuperäisen ja lopullisen murtosuoran sijoittuminen suhteessa jännityspolkukuvaajiin. Alkuperäistä murtosuoraa esittävä suora on havainnollistava esimerkki maan lujuuden pienentämisestä laskennassa, eikä välttämättä kuvaa alkuperäisen murtosuoran eksaktia sijaintia. Kuvassa 7.13 esitettyihin kuvaajiin verrattuna jännityspolut kulkevat selvästi loivemmassa kulmassa, jolloin ne saavuttavat murtosuoran pienemmällä jännitystasolla.

Tulosta voidaan pitää lupaavana, sillä tällä tavalla voidaan yhdistää kehittynyt Soft Soil -materiaalimalli ja SRM-menetelmä. Menetelmän haittapuolena voidaan pitää sen vaatimaa suurta työmäärää. Jos esimerkiksi käytetään laskentapoikkileikkausta, jossa on 10 eri maalajia ja laskennat suoritetaan 4...5 eri lujuisilla maakerroksilla, pitää maalajikirjastoon luoda yhteensä 40...50 eri maalajia. Lisäksi tulee laskea  $M$ -parametrin kitkakulmaa vastaavat arvot jokaiseen maakerrosten heikennysvaiheeseen.

Kokonaisvarmuuden seulomista kuitenkin helpottaa se, että ennen tätä laskentaa on kokonaisvarmuus yleensä laskettu vähintään perinteisellä LEM-menetelmällä, jolloin laskentoja voidaan keskittää hieman LEM-menetelmällä saatua kokonaisvarmuutta pienempiin arvoihin.

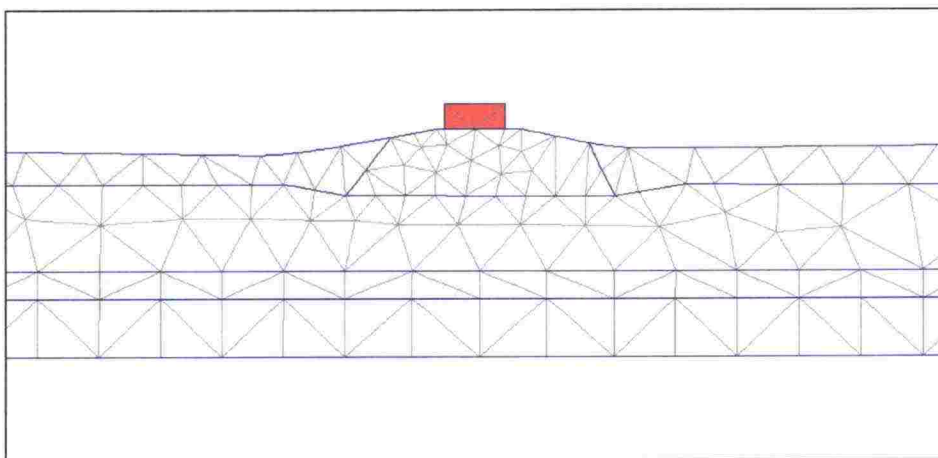
### 7.3 FEM-laskenta GIM-menetelmää käyttäen

Penkereen ja junakuorman painoa kasvattavan menetelmän etuna on, että silläkin pystytään mallintamaan huokosveden ylipaineen kasvu ja menetelmässä käytettävä kuormituksen kasvatus simuloi lujuuden pienentämistä realistisemmin murtotilaan siirtymistä. Menetelmän haittapuolina voidaan nähdä, että junakuorman ja penkereen tilavuuspainon kasvattamiseen ei ole tässä työssä käytetyssä laskentaohjelmassa automaattista proseduuria, vaan arvojen muuttaminen pitää tehdä aina mekaanisesti käsin. Lisäksi ei ole tarkasti määriteltä, mihin osaan geometriaa tilavuuspainon

kasvattaminen tulisi ulottaa. Mahdollisuuksia ovat lähinnä koko mallin tilavuuspainon kasvatus, ulkoisen kuorman ja penkereen tilavuuspainon kasvatus tai pelkän ulkoisen kuorman kasvatus.

Penkereen tilavuuspainon kasvatuskaan ei käytännössä ole mitenkään eksaktia, sillä penger on yleensä painunut osittain pohjamaahan ja penkereen geometrian tarkka raja-  
aus on usein vaikea tehdä. GIM- ja SRM-menetelmiä vertailevissa aiemmissa tutkimuksissa geometriamallit ovat hyvin yksinkertaisia, ulkoisia kuormia ei ole ja penger on kokonaan pohjamaan yläpuolella.

Tässä diplomityössä on keskitytty käyttämään tilavuuspainon kasvatusta koskien vain pengertä ja junakuormaa. Menetelmästä käytetään tässä työssä nimitystä GIM2. Vertailulaskelmia on tehty myös menetelmällä, joissa kasvatetaan koko mallin tilavuuspainoa (GIM) ja menetelmällä, jossa kasvatetaan pelkkää junakuormaa.



Kuva 7.15 GIM-laskennoissa käytetty geometriamalli.

GIM-menetelmällä laskettaessa käytettiin hieman yksinkertaisempaa mallia verrattuna LEM- ja SRM-laskentoihin. Mallissa ei erotettu penkereen alla ja sivuilla olevia savi-kerroksia, sillä geometriamallista tehtiin mahdollisimman yhtenevä alkuperäisen, Ratahallintokeskuksen julkaisussa esitetyn mallin kanssa (ks. kuva 6.1).

Taulukossa 7.6 on esitetty käytetyt lujuusparametrit ja tilavuuspainot. Geometrian muutoksen vaikutus kokonaisvarmuuteen on pieni, sillä käytettyjen tilavuuspainojen ero on pieni. LEM-laskennassa on penkereen alla käytetty arvoa  $15,3 \text{ kN/m}^3$  ja sivulla arvoa  $14,5 \text{ kN/m}^3$ . GIM-laskennassa tilavuuspainona käytettiin arvoa  $15,3 \text{ kN/m}^3$ , kuten taulukosta 7.6 on nähtävissä. Huokospainerajan mukaisia lujuusparametreja käytettiin Mohr-Coulomb-mallin yhteydessä ja murtotilan lujuusparametreja Soft Soil ja Modified Cam Clay -mallin yhteydessä.

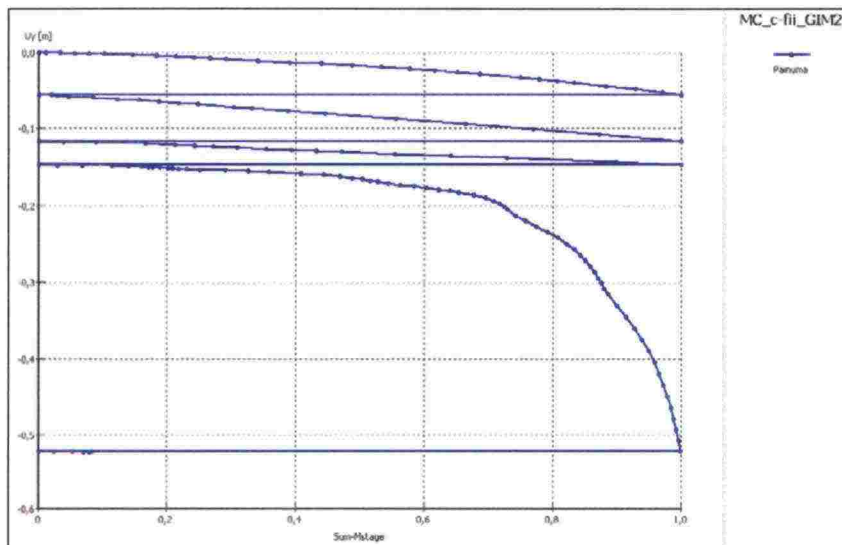
Taulukko 7.6 Käytetyt laskentaparametrit

Huokospainerajan mukaan				Murtotilan mukaan			
	$\varphi'$	$c'$	$\gamma$		$\varphi'$	$c'$	$\gamma$
Penger	30	0,2	20,0		35	0,2	20,0
Kuivakuori	20	4	16,0		25	4	16,0
Ylin savikerros	20	4	15,3		25	4	15,3

## 7.4 GIM-menetelmä Mohr-Coulomb -materiaalimallilla

### 7.4.1 Penkereen tilavuuspainon ja junakuorman kasvattaminen (GIM2)

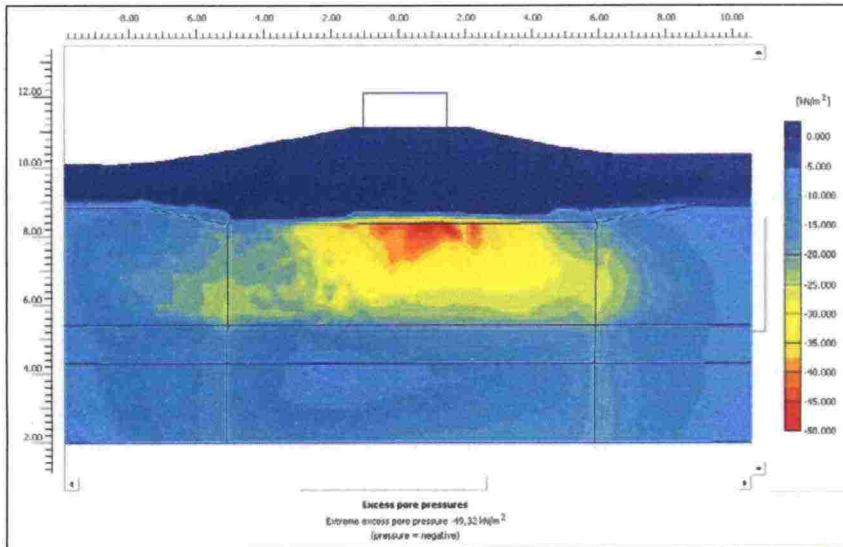
Ensimmäinen laskentavaihe oli 40 kPa junakuorman aktivointi. Tämän jälkeen penkereen tilavuuspainoa ja junakuormaa kasvatettiin pienin askelin alkuperäisestä siten, että kuormitus oli alkuperäiseen verrattuna 1,30- 1,40- 1,45- ja 1,50-kertainen. Kuten painumakuvaajasta 7.16 on nähtävissä, penger käytännössä sortuu kun kuormitus on 1,45-kertainen alkuperäiseen nähden. Viimeinen laskentavaihe keskeytyi jo ensimmäiseen laskenta-askeleeseen. Kokonaisvarmuuden voidaan siis todeta olevan  $F=1,45$ .



Kuva 7.16 Painumakuvaaja GIM2-menetelmällä. Painuma kasvaa voimakkaasti kasvatettaessa kuormitusta 1,40-kertaisesta 1,45-kertaiseen.

Kuvassa 7.17 on esitetty huokosveden ylipaine sortumahetkellä Mohr-Coulomb-mallilla. Huokospaineen suurin arvo on 49,3 kPa. Arvo ei kuitenkaan ole suoraan vertailukelpoinen SRM-menetelmään, sillä GIM2-menetelmässä kasvatetaan pohjamaan yläpuolista kuormaa, mikä puolestaan kasvattaa huokosveden ylipainetta. Kuvasta on kuitenkin havaittavissa, että huokosylipaineen merkittävää kehittymistä on havaittavissa varsin laajalla alueella pohjamaassa.





Kuva 7.17 Huokosveden ylipaine 1,45-kertaisella kuormituksella.

Penkereen tilavuuspainon ja junakuorman kasvatusta kokeiltiin tehdä myös siten, että pyrittiin suoraan kaksinkertaistamaan pohjamaahan kohdistuva kuormitus. Tällöin kuitenkin päädyttiin liian pieniin kokonaisvarmuuksiin. Tarkan laskentatuloksen aikaansaamiseksi kuormitusta tuli siis lisätä kohtuullisen pienin askelin laskentavaihe kerrallaan.

#### 7.4.2 Laskentatulokset muilla laskentatavoilla

Koko mallin tilavuuspainon kasvattamiseen on käytettävissä automaattinen laskenta-proseduuri. Tässä työssä tilavuuspainon kasvatus tehtiin kuitenkin pääasiassa manuaalisesti, sillä laskenta haluttiin toteuttaa mahdollisimman samalla tavalla, kuin GIM2-laskenta. Automaattinen laskenta tuotti saman kokonaisvarmuuden manuaalisesti suoritettuun tilavuuspainon kasvatukseen verrattuna. Koko mallin tilavuuspainoa kaksinkertaistettaessa saatiin kokonaisvarmuudeksi  $F=1,85$ , mitä voidaan pitää selvästi liian suurena arvona. Pelkkää junakuormaa kasvatettaessa junakuorma pyrittiin kaksinkertaistamaan arvoon 80 kPa. Sortuma tapahtui, kun kuormasta oli mobilisoituna noin 96 %. Tällöin penkereen kokonaisvarmuus voidaan laskea yhtälöllä 7.3.

$$F = \frac{0,96 \times 80 \text{ kPa}}{40 \text{ kPa}} = 1,92 \quad (7.3)$$

Myös tämä kokonaisvarmuuden arvo on selvästi liian korkea. Voidaan siis todeta, että tässä tapauksessa GIM-menetelmistä ainoastaan penkereen ja junakuorman painon kasvatus (GIM2) tuotti SRM-menetelmään nähden vertailukelpoisen kokonaisvarmuuden.

### 7.4.3 GIM-menetelmä suljettua leikkauslujuutta käyttäen

Stabiliateettia laskettiin GIM-menetelmillä Mohr-Coulomb-mallilla myös käyttäen suljettua leikkauslujuutta. Laskentaparametrit ja geometriamalli olivat samat, kuin aiemmin LEM-menetelmän yhteydessä esitetyt.

Ensimmäinen laskenta suoritettiin GIM2-menetelmällä kasvattaen vain junakuorman ja penkereen painoa. Ensimmäisenä laskentavaiheena oli 40 kPa junakuorman aktivoiminen. Tämän jälkeen tilavuuspainoa lähdettiin kasvattamaan aluksi 1,1-kertaiseksi. Penger sortui jo tällä kuormituslisäyksellä, kun kuormasta oli aktivoitu noin 71 %. Tämä vastaa kokonaisvarmuutta  $F=1,07$ . Tulos vastaavat varsin hyvin SRM-menetelmällä laskettua kokonaisvarmuutta  $F=1,095$

Vertailukohdaksi suoritettiin myös GIM-laskenta, jossa koko mallin tilavuuspaino pyrittiin kaksinkertaistamaan. Tällöin penger sortui, kun kuormasta oli aktivoitu noin 59 %. Näin ollen kokonaisvarmuuden voidaan laskea olevan yhtälön 7.4 mukainen.

$$F = \frac{0,59 \times 2 \times 9,81 \frac{m}{s^2}}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 1,18 \quad (7.4)$$

Laskelman tarkentamiseksi seuraavassa laskelmassa pyrittiin koko mallin tilavuuspainon 1,3-kertaistamiseen. Tällöin penger sortui, kun kuormasta oli aktivoitu noin 86 %. Kokonaisvarmuuden voidaan täten laskea olevan yhtälön 7.5 mukainen.

$$F = \frac{0,86 \times 1,3 \times 9,81 \frac{m}{s^2}}{9,81 \frac{m}{s^2}} = 1,12 \quad (7.5)$$

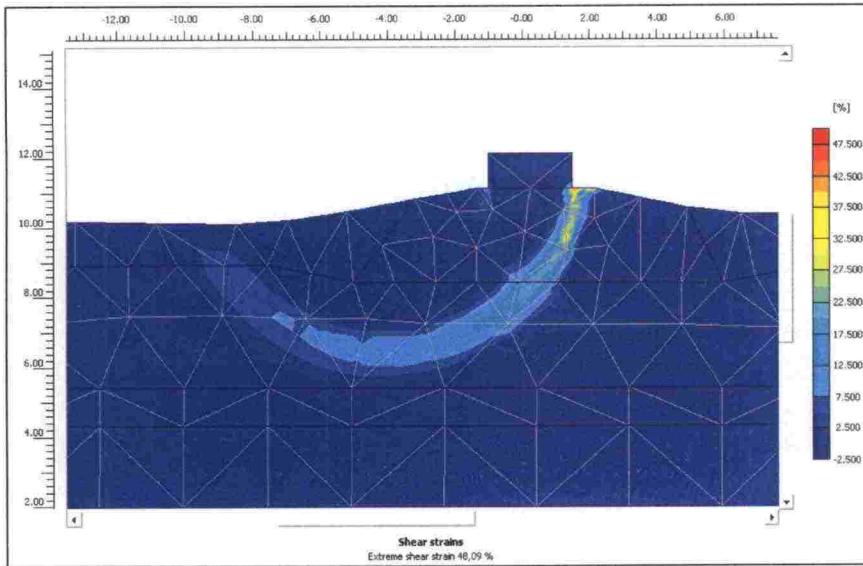
Laskelma tehtiin myös automaattisella tilavuuspainonkasvatusproseduurilla. Tällöin kokonaisvarmuudeksi saatiin  $F=1,14$ . Tulokset poikkeavat tehokkailla lujuusparametreilla suoritettujen laskujen tuloksista siinä, että niissä ero GIM ja GIM2 menetelmien välillä oli selvästi suurempi. Suljettua leikkauslujuutta käytettäessä GIM menetelmällä saatiin vain 4,7 % suurempi kokonaisvarmuus GIM2 menetelmään verrattuna.

## 7.5 GIM-menetelmä Soft Soil -materiaalimallilla

### 7.5.1 Penkereen tilavuuspainon ja junakuorman kasvatus (GIM2)

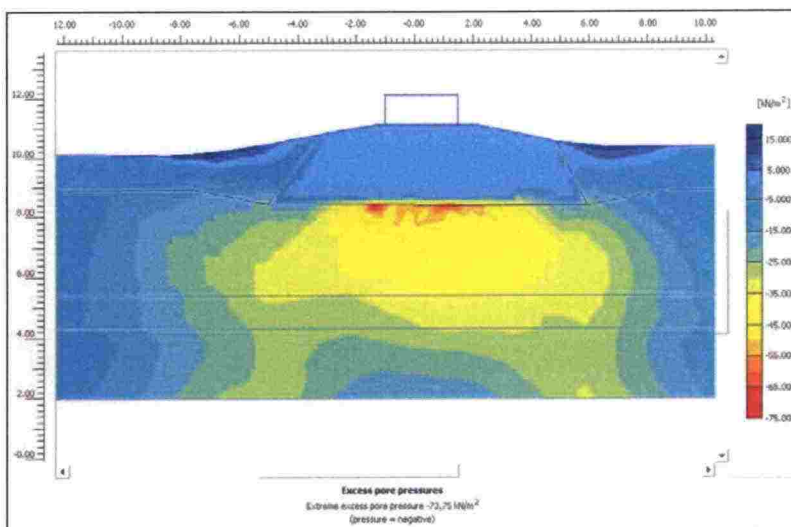
Penkereen tilavuuspainoa ja junakuormaa kasvatettiin samaan tapaan, kuin aiemmin Mohr-Coulomb-mallin yhteydessä. Ensimmäisenä laskentavaiheena aktivoitiin 40 kPa junakuorma. Tämän jälkeen penkereen tilavuuspainoa ja junakuormaa kasvatettiin 1,40-kertaiseksi. Kolmantena laskentavaiheena pohjamaata kuormittava paino pyrittiin 1,45-kertaistamaan. Tällöin penger sortui. Sortuma tapahtui kuormitusvaiheessa, joka vastaa kokonaisvarmuutta  $F=1,435$ . Kuvassa 7.18 on esitetty penkereen leikkausmuodon-

muutokset sortuman tapahduttua. ”Liukupinta” on hyvin samanlainen, kuin Soft Soil-mallilla SRM-menetelmällä aiemmin saatu, kuvassa 7.10 esitetty liukupinta.



Kuva 7.18. Leikkausmuodonmuutokset penkereen sorruttua.

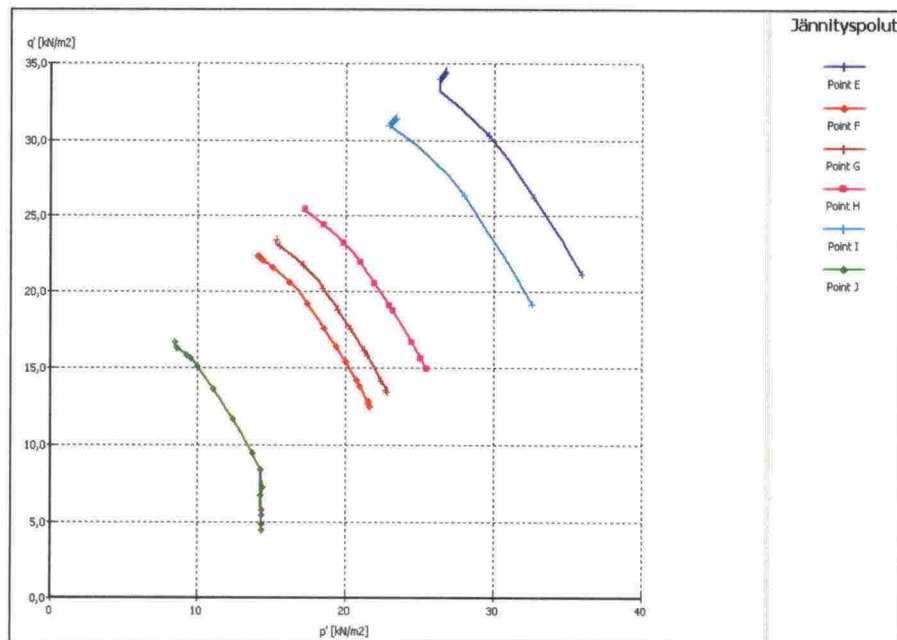
Kuvassa 7.19 on esitetty huokosveden ylipaine penkereen sortuessa. Ylipaineen kehittyminen ei ole suoraan vertailukelpoinen SRM-menetelmään nähden, sillä GIM-menetelmässä kuormituksen kasvatus aiheuttaa selvästi suuremman paineen pohjaan. Kuorman kasvuun suhteutettuna huokosveden ylipaine on kasvanut enimmillään noin 91 % pystykuormituksen kasvusta. Myös tässä tapauksessa on havaittavissa ylipaineen kasvua liukupinnan suuntaan, mutta ilmiö ei ole yhtä selkeä, kuin SRM-menetelmän yhteydessä kuvassa 7.11.



Kuva 7.19 Huokosveden ylipaine GIM2-menetelmällä penkereen sortuessa.



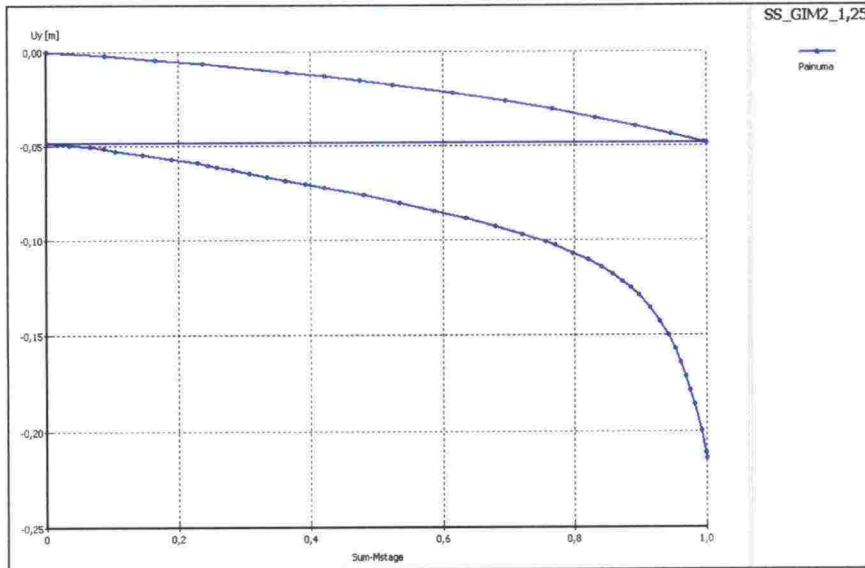
Jännityspolkukuvaajia tutkittiin samoissa kuvassa 7.12 esitetyissä pisteissä, kuin aiemmin SRM-menetelmän yhteydessä. Jännityspolkukuvaajat alkavat samasta pisteestä ja kulkevat ensimmäisen vaiheen täysin samaa reittiä, kuin SRM-menetelmän yhteydessä kuvassa 7.13, sillä alkutilanne ja ensimmäinen, junakuorman aktivoinnin sisältävä vaihe ovat identtiset. Jännityspotut seuraavat myötöpinnan muotoa ja nousevat tässä tapauksessa varsin jyrkästi, mikä selittyy ylisuurella, lepopainekertoimen mukaan sovitetulla M-parametrin arvolla, jota käytetään materiaalmallissa myötöpinnan muodon määrittämiseen. Penkereen alla pisteissä E ja F murtosuora saavutetaan käytännössä jo junakuorman aktivoinnissa.



Kuva 7.20 Jännityspolkukuvaajat GIM2-menetelmällä.

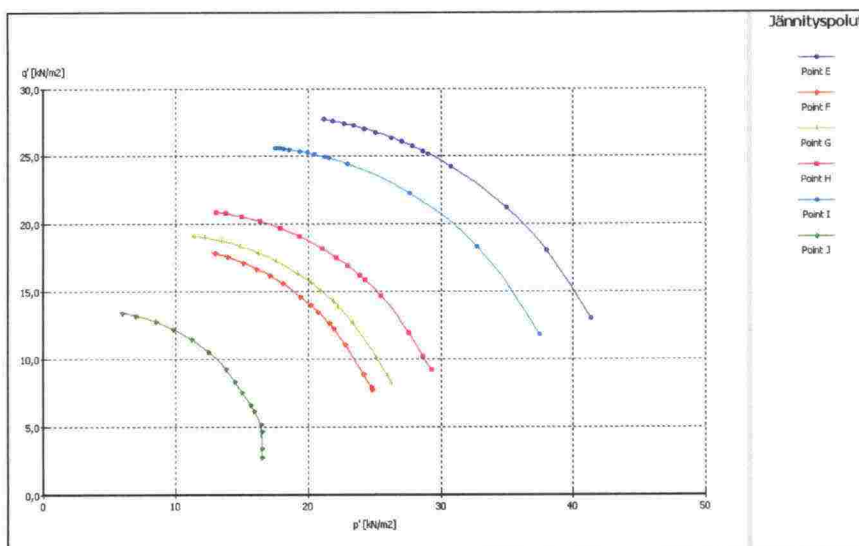
### 7.5.2 GIM2-laskenta SS-mallilla kitkakulman mukaan sovitetulla M-parametrilla

Kuten aiemmin SRM-menetelmän yhteydessä kappaleessa 7.2.4, myös GIM-menetelmällä suoritettiin toinen tarkastelu, jossa lepopainekerroin sovitettiin siten, että M-parametri vastasi kitkakulmaa. Penger sortui jo 1,40-kertaista kuormitusta aktivoitaessa, joten maalajikirjastoon luotiin uusi, tilavuuspainoltaan 1,25-kertainen kuormitus. Tätä aktivoitaessa saatiin kuvassa 7.21 esitetty painumakuvaaja. 1,25-kertaisella kuormituksella penger on erittäin lähellä lopullista murtumista, sillä painumat ovat kasvaneet kuormituksen loppuvaiheessa voimakkaasti.



Kuva 7.21 Penkereen painumakuvaaja, jossa on esitetty junakuorman aktivointi sekä junakuorman ja penkereen tilavuuspainon 1,25-kertaistaminen.

Sortumisen varmistamiseksi laskenta suoritettiin vielä 1,30-kertaisella kuormituksella, jolla saatiin kokonaisvarmuudeksi  $F=1,256$ . Kokonaisvarmuus on sama kuin SRM-menetelmällä vastaavalla laskennalla saatu tulos. Kuvassa 7.22 on esitettylaskennasta saadut jännityspolkukuvaajat. Laskentapistteet ovat samat, kuin aiemmissa laskelmissa esitetyt. Kuten jo aiemmin SRM-laskennassa, voidaan tässäkin laskennassa todeta jännityspolkujen olevan selvästi loivempia, kun M-parametria on pienennetty kitkakulmaa vastaavaksi. SRM-laskentaan verrattuna jännityspolkujen lähtöpisteet ovat luonnollisesti samat, samoin kuin polkujen reitti ensimmäisen kuormitusvaiheen eli junakuorman aktivoinnin aikana. Tästä eteenpäin reitti poikkeaa, sillä SRM-menetelmässä pienennettiin maan lujuutta, mikä näkyi jännityspolkukuvaajissa portaina. GIM2-menetelmässä jatketaan penkereen kuormituksen kasvattamista, jolloin kyseisiä portaita ei luonnollisestikaan synny.



Kuva 7.22 Jännityspolkukuvaajat, kun M-parametri on sovitettu kitkakulman mukaiseksi.

Huokosveden ylipaine kasvoi penkereen alla junakuoman aktivoinnin aikana arvoon 24...25 kPa. Tästä eteenpäin huokosveden ylipaine kasvoi melko lineaarisesti pengerkuorman kasvaessa aina murtotilaan asti. Juuri ennen murtotilan saavuttamista oli kuvaajassa nähtävissä huokospaineen kasvussa kiihtymistä. Murtotilanteessa huokosylipaine oli penkereen alla noin 52 kPa. Aiemmassa laskelmassa suuremmalla M-parametrin arvolla huokospaineen kehittyminen oli jokseenkin yhtenevää, sillä ylipaineen kehittymistä ei lasketa M-parametrin perusteella. Kokonaisvarmuuksien ero syntyy erimuotoisista myötöpinnoista.

Soft Soil -mallilla tehtiin myös vertailulaskelmia, joissa tutkittiin kuormitusportaiden vaikutusta laskentatulokseen. Laskelmat suoritettiin käyttäen huokospainerajan mukaisia lujuusparametreja.

Aluksi penkereen tilavuuspainoa ja junakuormaa kokeiltiin kasvattaa 2-kertaiseksi. Tällöin penkereen tilavuuspaino pyrittiin saamaan arvoon  $40 \text{ kN/m}^3$  ja junakuorma arvoon 80 kPa. Ennen varsinaista laskentavaihetta laskettiin penkereelle alkujännitys-tila, jossa penkereen tilavuuspainona käytettiin alkuperäistä arvoa  $20 \text{ kN/m}^3$ . Laskentavaiheissa käytettiin kuormitusvaihtoehtoa "Staged construction". Ensimmäisenä laskentavaiheena aktivoitiin 40 kPa junakuorma. Tämän jälkeen junakuorma muutettiin arvoon 80 kPa ja penkereen tilavuuspaino arvoon  $40 \text{ kN/m}^3$ . Laskenta keskeytyi penkereen sortumiseen, kun lisäkuormasta oli mobilisoitu noin 29 %. Kun kokonaisvarmuus lasketaan kuormitusten suhteena, saadaan varmuudeksi sortumaa vastaan

$$F_{\text{kok}} = 1,00 + ((2,00 - 1,00) \times 0,294) = 1,294 \quad (7.6)$$

Vastaava tarkastelu tehtiin myös 1,5-kertaisella maksimi kuormituksella. Tällöin penkereen tilavuuspainona käytettiin  $30 \text{ kN/m}^3$  ja suurimpana junakuormana 60 kPa. Kokonaisvarmuudeksi saatiin tässä laskennassa  $F=1,282$ .

Viimeisessä tarkastelussa penkereen tilavuuspainoa ja junakuormaa lähdettiin kasvattamaan asteittain siten, että kuormitukset olivat 1,10, 1,20, 1,30 ja 1,35-kertaisia alkuperäiseen nähden. Penger sortui viimeisen kuormituksen ensimmäisellä laskenta-askeleella, eli kokonaisvarmuus oli tässä tapauksessa  $F=1,30$ .

Näistä laskentatuloksista voidaan todeta, että kuormitusportaiden määrä ei ainakaan merkittävästi vaikuttanut kokonaisvarmuuteen. Suurin kokonaisvarmuuksien ero oli noin 1,5 %. Laskennassa ei myöskään pystytty osoittamaan, että jokin tietty kuormitusportaiden suuruustaso olisi muita parempi, sillä pienin varmuus saatiin 1,5-kertaisella kuormituksella ja suurin varmuus pienin portain edenneellä kuormituksella.

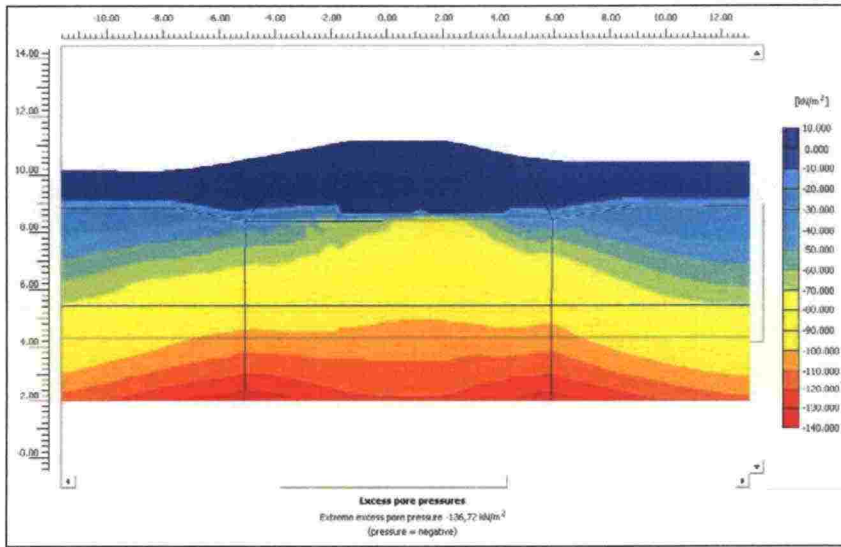
### 7.5.3 Koko mallin tilavuuspainon kasvatus (GIM)

Koko mallin tilavuuspaino ja junakuorma pyrittiin 2,0-kertaistamaan. Tällöin siis simuloitiin tilannetta, jossa putoamiskiihtyvyys  $g = 2 \times 9,81 \text{ m/s}^2 = 19,62 \text{ m/s}^2$ . Penger sortui, kun putoamiskiihtyvyydestä oli aktivoitu noin 80 %. Kokonaisvarmuus saadaan näin ollen putoamiskiihtyvyyksien suhteena



$$F = \frac{0,80 \times 19,62}{9,81} = 1,60 . \quad (7.7)$$

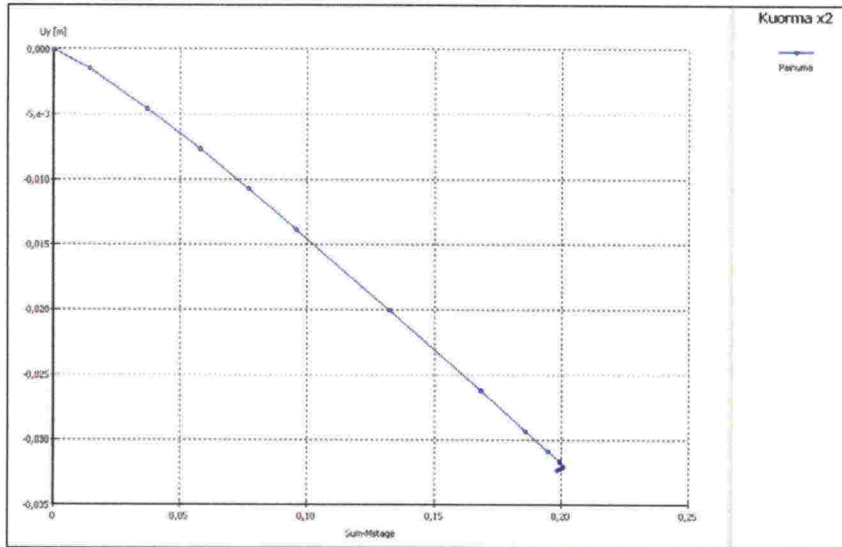
Menetelmällä ei saada realistista kuvaa huokosveden ylipaineesta, sillä paine kasvaa kauttaaltaan koko malliin kohdistuvan lisäkuormituksen myötä, kuten kuvasta 7.23 on nähtävissä. Huokosveden ylipaineen kehittyminen kuitenkin vaikuttaa heikentävästi penkereen kokonaisvarmuuteen.



Kuva 7.23 Huokosveden ylipaine penkereen alla, kun koko mallin tilavuuspainoa on pyritty kasvattamaan 2,0-kertaiseksi.

#### 7.5.4 Pelkän junakuorman kasvattaminen

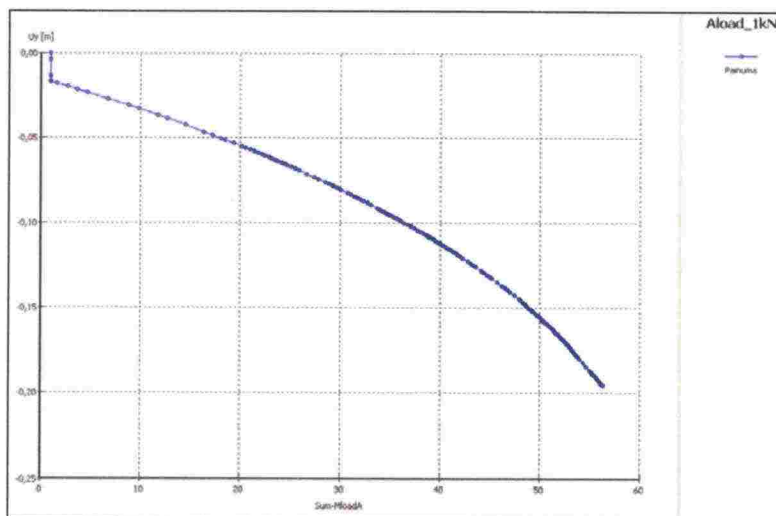
Pelkästään junakuormaa kasvatettaessa kuormaksi valittiin aluksi kaksinkertainen kuormitus, eli 80 kPa. Alkutilan jännitykset laskettiin taas ilman junakuormaa ja kuormitustavaksi valittiin ”Staged construction”. Kuvasta 7.24 on nähtävissä, että laskelma keskeytyi jo noin 30 mm painuman jälkeen penkereen sortumaan noin 16 kPa kuormituksella. Voidaan siis todeta tämän laskennan epäonnistuneen.



Kuva 7.24 Ennenaikaisesti päättyneen laskennan painumakuvaaja SS-mallilla, kun junakuormaa pyrittiin 2,0-kertaistamaan.

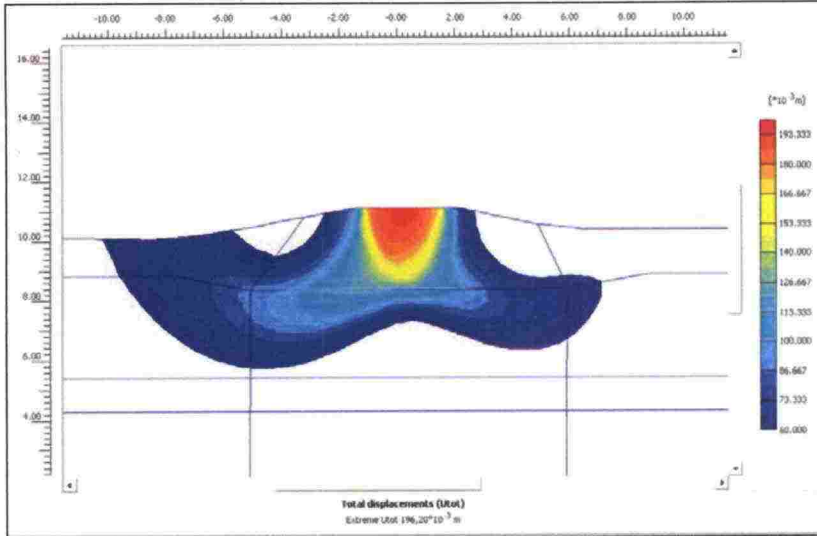
Pelkän junakuorman kasvattamista tutkittiin myös kuormitusvaihtoehtoeidoilla. Yksi mahdollinen kuormitustapa on ”Total multipliers”, jossa ulkoista kuormaa moninkertaistetaan. Käytännössä pieni, tässä tapauksessa 1 kPa:n junakuorma ensin aktivoitiin ”Staged construction” ominaisuudella, jonka jälkeen kuorma pyrittiin 100-kertaistamaan, eli pyrittiin tässä tapauksessa 100 kPa junakuormaan.

Laskennan tulos on nähtävissä kuvassa 7.25. Ohjelma ilmoitti penkereen sortuvan 56 kPa:n kuormituksella. Tulos ei sinänsä ole ristiriidassa laskelmien kanssa, joissa kasvatettiin sekä penkereen painoa että kuormaa, mutta laskenta keskeytyi huomattavasti aiemmin. Painumakuvaajasta on nähtävissä, että pengeri ei vielä ole murtotilassa laskennan keskeytyessä. Tulokseen tuo myös epävarmuutta se että laskennan katkeamisvaihe on riippuvainen elementtitiheydestä ja laskenta-asetuksista.



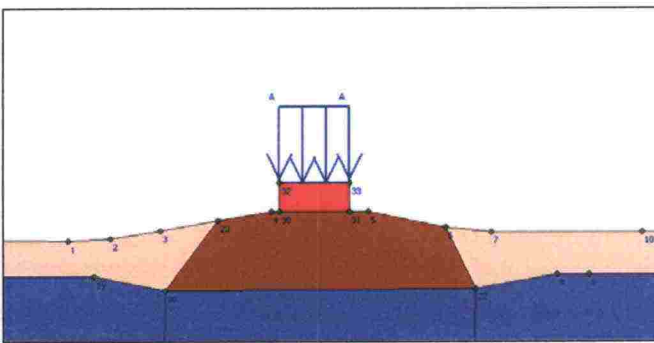
Kuva 7.25 Pelkän junakuorman kasvatus ”Total multipliers”-kuormitustavalla. Pystyakselilla on pystysuuntainen siirtymä. Vaaka-akselin arvot vastaavat junakuormaa kilopascaleissa.

Kokonaissiirtymiä esittävästä kuvasta 7.26 voidaan nähdä, että selvärajaista leikkautumista ei vielä tällä kuormituksella tapahtunut. Siirtymät ovat kuitenkin selvästi kasvamassa liukupintojen muodossa. Suurin huokosveden ylipaine oli tulosten mukaan 56 kPa:n kuormituksella noin 27 kPa.



Kuva 7.26 Junakuorman 56 kPa aiheuttamat siirtymät. Liukupinta on selvästi kehittymässä.

Junakuormaa pyrittiin kasvattamaan myös siten että 40 kPa junakuorma mallinnettiin kuvan 7.27 mukaisesti lineaarielastisesti käyttäytyvänä maalaatikkona, jonka päälle aktivoitiin pieni, 1 kPa kuorma. Kuormaa kasvatettiin, kunnes murtotila saavutettiin. Ohjelma kuitenkin ilmoitti penkereen romahtavan jo noin 43 kPa kuormituksella. Tällöin siirtymät olivat vielä varsin pieniä, eikä varsinaista sortumista ollut siirtymä- tai painumakuvaajista nähtävissä.



Kuva 7.27 Junakuorma mallinnettuna betonilaatikon ja ulkoisen kuorman yhdistelmänä.

Yhteenvedona pelkän junakuorman kasvattamiseen perustuvista menetelmistä voidaan todeta, että laskelmat eivät tuottaneet luotettavia tai vertailukelpoisia laskentatuloksia millään kuormitustavalla, kun vertailukohtana käytetään GIM2-menetelmällä saatuja tuloksia.



## 7.6 GIM-menetelmä Modified Cam Clay -materiaalimallilla

### 7.6.1 Yleistä

MCC-malli on lisätty Plaxis-ohjelmaan vasta viimeisimpään versioon 8.5. Ensisijaisena mallina pehmeiden maakerrosten mallintamiseen on ohjelmassa ollut Soft Soil -materiaalimalli. MMC-materiaalimallia ei ole ohjelmaan haluttu aikaisemmin lisätä siihen liittyvien ongelmien takia. Problematiikkaa on käsitelty tämän työn materiaalimalleja käsittelevässä osuudessa kappaleessa 5.3.2. Malli ei toimi oikein, kun jännitystilat ovat myötöpehmenevällä alueella. Tällöin deviatorinen jännitys  $q$  saa epärealistisia arvoja ja laskenta tulos voi olla voimakkaasti riippuvainen käytetystä elementtiverkosta.

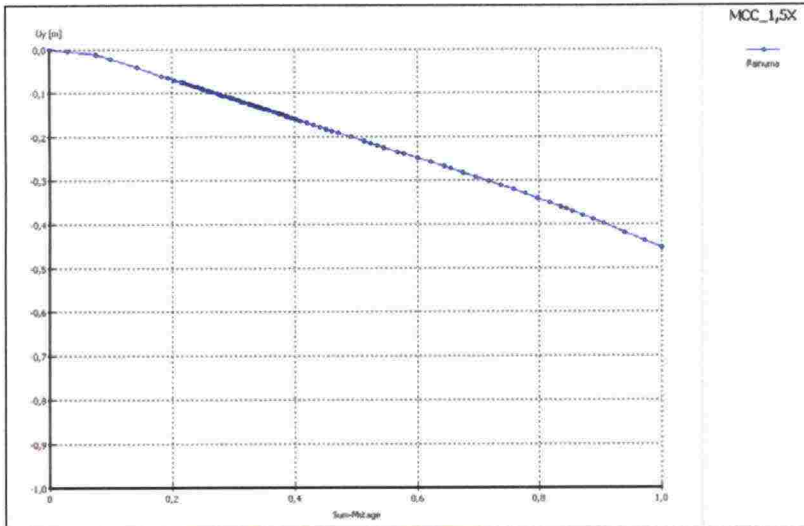
Materiaalimallia päädyttiin tässä työssä kuitenkin testaamaan, sillä MCC-malli on yleisesti kaupallisessa käytössä kun taas Soft Soil -materiaalimalli on Plaxis-ohjelman ohjelmakohtainen materiaalimalli.

### 7.6.2 Penkereen tilavuuspainon ja junakuorman kasvatus

#### Penkereen tilavuuspainon ja junakuorman kasvatus 1,5-kertaiseksi

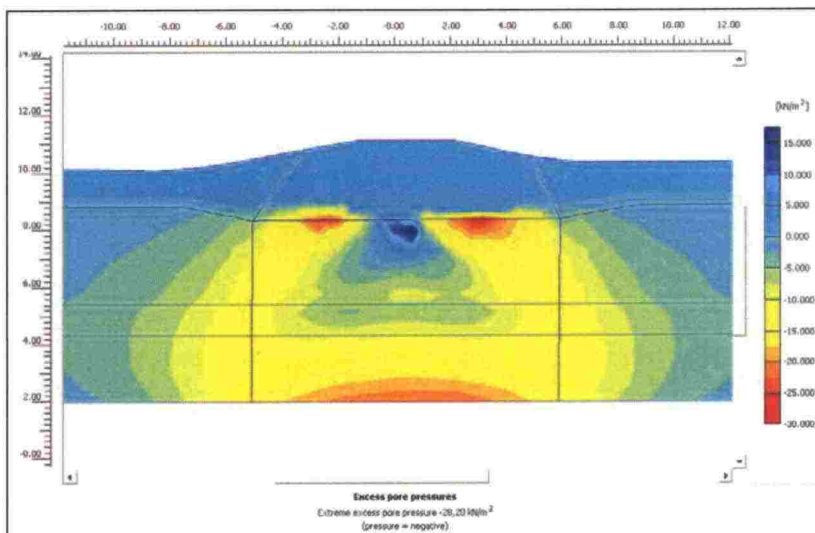
Penkereen tilavuuspaino ja junakuorma pyrittiin kasvattamaan 1,5-kertaisiksi. Ensimmäinen laskenta päättyi penkereen sortumaan, kun 40 kPa junakuormasta oli aktivoitu vasta 24 kPa. Näin ollen penkereen kokonaisvarmuus olisi huomattavasti alle yhden.

Laskenta suoritettiin uudelleen pelkästään muuttamalla laskentaproseduurin asetuksista. Suurinta sallittavaa virhettä "Tolerated error" kasvatettiin arvosta 0,010 arvon 0,015 ja "Over relaxation" -arvoa arvosta 1,200 arvoon 1,500. Laskentaproseduurin asetuksista löytyy lisätietoa julkaisusta Plaxis Reference Manual. Muutoksien jälkeen laskenta saatiin suoritettua loppuun, eikä sortumaa tapahtunut vielä 60 kPa junakuormalla ja 1,5-kertaisella penkereen tilavuuspainolla. Kuvassa 7.28 on esitetty laskennan painuma-kuvaaja. Painuma on suoraviivaista, eikä minkäänlaista sortumista ole havaittavissa. Tämä voimakas riippuvuus laskenta-asetuksista aiheuttaa sen, että kokonaisvarmuutta ei voida luotettavasti määrittää sen mukaan, millä kuormituksella laskenta keskeytyy.



Kuva 7.28 Painuma penkereen pinnasta Modified Cam Clay -mallilla. Penger painuu suoraviivaisesti, eikä sortumaa ole havaittavissa.

Kuvassa 7.29 on esitetty huokosveden ylipaine kyseisen laskennan loppuvaiheessa. Suurin ylipaine keskittyy pohjamaan pintaan penkereen reunoille ja mallin alaosaan. Penkereen alla junakuorman kohdalla näyttäisi mallissa kehittyvän jopa alipainetta, joka on kuvassa esitetty sinisen sävyillä. Huokosylipaineen kehittyminen ei siis näytä realistiselta.



Kuva 7.29 Huokosveden ylipaine MCC-mallilla.

### Penkereen tilavuuspainon ja junakuorman kasvatus 2,0-kertaiseksi

Kaksinkertaistettaessa penkereen tilavuuspainoa ja junakuormaa ohjelma ilmoitti penkereen sortuvan kuormituksella, joka vastaa noin kokonaisvarmuutta  $F=1,20$ . Painumakuvaajasta ei tälläkään kertaa ollut havaittavissa sortumista. Painuma oli suoraviivaista aina laskennan katkeamiseen saakka.

### 7.6.3 Koko mallin tilavuuspainon kaksinkertaistaminen

Koko mallin tilavuuspaino ja junakuorma pyrittiin laskennassa 2,0-kertaistamaan ”Staged construction” kuormitustavalla. Penger kesti sortumatta tilavuuspainon kasvatuksen. Painuma kasvoi lineaarisesti koko kuormituksen kasvatuksen ajan. Laskelmasta tehtiin tarkastuslaskenta automaattisella tilavuuspainonkasvatustarkastuslaskennalla ( $\Sigma$ -Mweight). Kyseisellä laskennalla saatiin täysin sama tulos, kuin edellä esitetyllä manuaalisesti tehdyllä tilavuuspainon kasvatuksella. Laskelmien mukaan penkereen kokonaisvarmuus olisi  $F > 2,0$ , mikä on selvästi enemmän kuin Soft Soil-mallilla tehdyissä tarkasteluissa.

### 7.6.4 Pelkän junakuorman kasvattaminen

Myös MCC-mallilla kokeiltiin erilaisia tapoja pelkän junakuorman kasvattamiseksi kokonaisvarmuutta laskettaessa. Tässäkin tapauksessa laskennat keskeytyivät suoraan viivaisen painuman jälkeen ohjelman ilmoitukseen penkereen sortumisesta. Mallin muodonmuutoksista oli yleensä nähtävissä, että murtuminen oli alkanut kehittymään ennen laskennan keskeytymistä, mutta varsinaiseen murtotilaan laskenta ei koskaan edennyt. Laskennallisesti kokonaisvarmuus vaihteli suuresti, ollen kuormitustavasta ja laskenta-asetuksista riippuen välillä  $F = 0,70 \dots 1,60$ .

Yhteenvedona MCC-mallilla suoritetuista laskelmista voidaan todeta, että luotettavia laskentatuloksia ei saatu millään mallinnustavalla. Laskennat päättyivät ennenaikaisesti ja riippuivat voimakkaasti laskenta-asetuksista. Voidaan todeta, että ainakaan käytetyssä Plaxis-ohjelmassa MCC-mallia ei voida käyttää stabiliteetin laskentaan.

## 7.7 Lisätutkimukset

### 7.7.1 $\lambda^*/\kappa^*$ -suhteen vaikutus kokonaisvarmuuteen

Laskelmat suoritettiin Turku-Uusikaupunki poikkileikkauksessa Soft Soil -materiaali-mallilla käyttäen manuaalista SRM-menetelmää.  $\kappa^*$ -arvo määritetään yleensä  $\lambda^*$ -arvon perusteella.  $\kappa^*$ -arvon määrittäminen suoraan konsolidaatiokokeen palautuskäyrästä on epätarkkaa, sillä jännitystasot ovat kokeessa huomattavasti todellisia maaperässä vallitsevaa jännitystilaa suurempia.  $\lambda^*/\kappa^*$ -suhteena käytetään Suomessa yleisesti arvoa 10, eli  $10\kappa^* = \lambda^*$ . Soft Soil -materiaalimallilla laskettaessa huokosveden ylipaine lasketaan  $\kappa^*$ -arvon perusteella, joten stabiliteettilaskennassa sen vaikutus on ilmeinen (ks. kappale 5.2.2).

Taulukko 7.7 Eri jäykkyysparametrisuhteilla saavutetut kokonaisvarmuudet

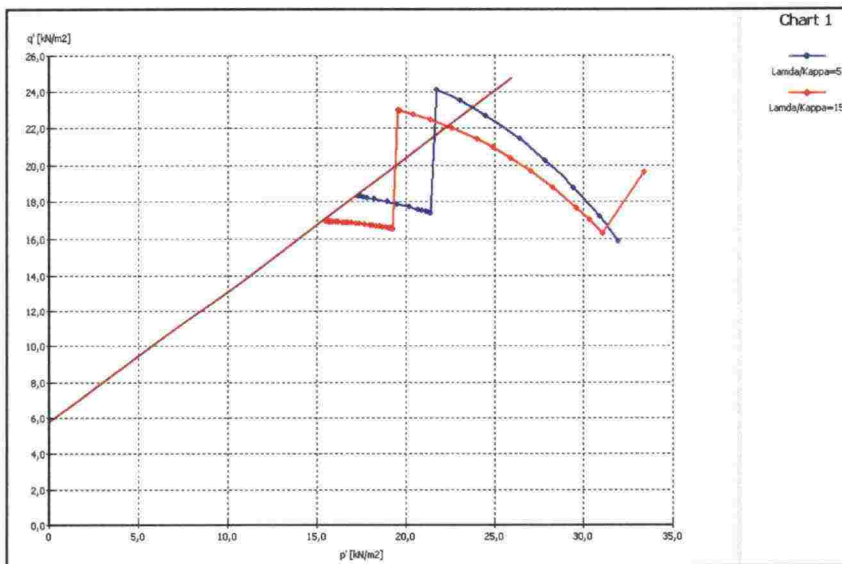
$\lambda^*/\kappa^*$	5	10	15
$F_{\text{kok}}$	1,283	1,262	1,216

Turku–Uusikaupunki ratavälin laskentapoikkileikkauksessa stabiliteettitarkastelu tehtiin kolmella eri  $\lambda^*/\kappa^*$ -suhteella. Suhteet olivat 5, 10 ja 15. Laskennassa käytettiin Soft Soil -mallia ja murtotilan mukaisia lujuusparametreja. M-parametri sovitettiin kitkakulman mukaisesti. Taulukossa 7.7 on esitetty laskennan tulos. Jäykkyysparametrien suhteella 10 on suoritettu kaikki tämän diplomityön laskelmat, joten taulukon 7.7 keskimääräinen



kokonaisvarmuus on sama, kuin aiemmin kappaleessa 7.2.4 esitetty. Jäykkyysparametrien suhteella 5 saatiin kokonaisvarmuudeksi  $F=1,283$ , mikä on noin 1,7 % suurempi, kuin alkuperäinen laskentatuloks. Jäykkyysuhteella 15 saavutettiin 3,6 % pienempi kokonaisvarmuus. Tuloksista on nähtävissä, että suurempi jäykkyysparametrien suhde tai toisin sanoen pienempi  $\kappa^*$ -arvo pienentää kokonaisvarmuutta.

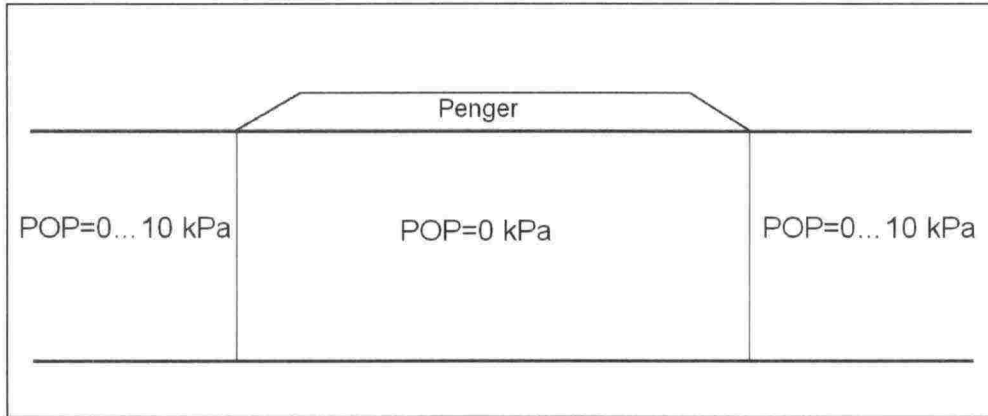
Lamda/kappa-suhteen vaikutusta on selvennetty kuvan 7.30 jännityspoluilla. Mitä suurempi suhde on eli mitä jäykempää maan elastinen käyttäytyminen on, sitä lähempänä myötöpintaa jännityspolku kulkee. Kuvassa 7.30 punaisella värillä on esitetty  $\lambda^*/\kappa^*$ -suhdetta 15 vastaava jännityspolku ja sinisellä värillä suhdetta 5 vastaava jännityspolku.



Kuva 7.30 Lamda/kappa-suhteen vaikutus jännityspolkuhin.

### 7.7.2 Esikonsolidaatiojännityksen vaikutus kokonaisvarmuuteen

Esikonsolidaatiojännityksen (POP) vaikutusta tutkittiin samassa poikkileikkauksessa, kuin edellä esitettyä jäykkyysparametrien suhteen vaikutusta. Tämän diplomityön laskelmissa on yleisesti oletettu, että esikonsolidaatiojännitystä ei ole ( $POP=0$  kPa ja  $OCR=1,0$ ). Tarkastelu suoritettiin kolmella eri esikonsolidaatiojännityksen arvolla, kuten taulukossa 7.8 on esitetty. Esikonsolidaatiojännitys oletettiin vallitsevaksi vain penkereen sivuilla, joten penkereen alla käytettiin kaikissa tarkasteluissa arvoa  $POP = 0$  kPa, kuten kuvassa 7.31 on esitetty.



Kuva 7.31 Periaatekuva. Esikonsolidaatiojännitys mallinnettiin vain penkereen sivuille. Penkereen alla käytettiin arvoa  $POP=0$  kPa.

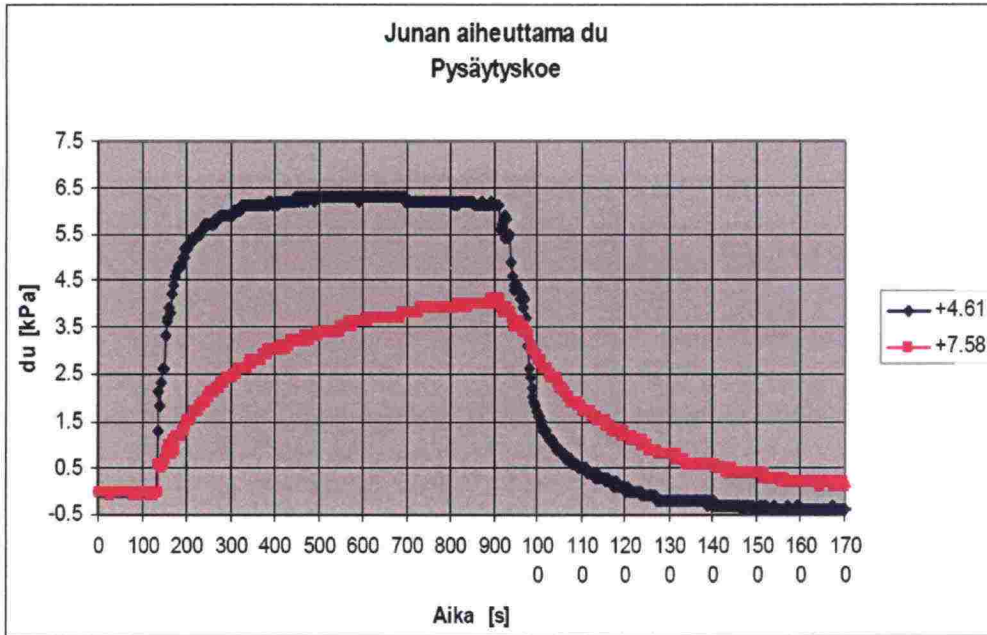
Taulukko 7.8 Esikonsolidaatiojännityksen vaikutus kokonaisvarmuuteen.

POP[kPa]	0	5	10
$F_{\text{kok}}$	1,262	1,233	1,233

Taulukon 7.8 tuloksista on nähtävissä, että esikonsolidaatiojännityksen vaikutus kokonaisvarmuuteen on tässä tapauksessa melko pieni. Esikonsolidaatiojännityksen kasvattaminen 5 kPa:n pienensi kokonaisvarmuutta noin 2,3 %. Tämän jälkeen jännityksen kasvattaminen ei vaikuttanut kokonaisvarmuuteen. Vaikutus olisi todennäköisesti selvästi suurempi, mikäli esikonsolidaatiojännitys olisi mallinnettu myös penkereen alle, sillä liukupinta kulkee penkereen sivulla sijaitsevassa pohjamaassa varsin lyhyen matkaa. Esikonsolidaatiojännityksen esiintyminen vanhan ratapenkereen alla lieenee kuitenkin Suomessa erittäin harvinaista.

### 7.7.3 Lasketun ja mitatun huokosylipaineen vertailu

Kohteessa Turku–Uusikaupunki km 222+600 m tutkittiin kenttäkokeilla huokosveden ylipaineen kasvua pysähtyneen junan alla. Anturit oli asennettu tasolle +7,58 ja +4,61 (KL +11,14). Kuvassa 7.32 on esitetty mitatut huokosylipaineet. Kokeessa käytetyn junan aiheuttama paine oli 13 kPa. Tästä kuormituksesta aiheutui pohjamaassa lähellä penkereen alapintaa suurimmillaan noin 4,0 kPa huokosveden ylipaine. Syvemmällä, tasolla +4,61 suurin mitattu ylipaine oli noin 6,3 kPa.

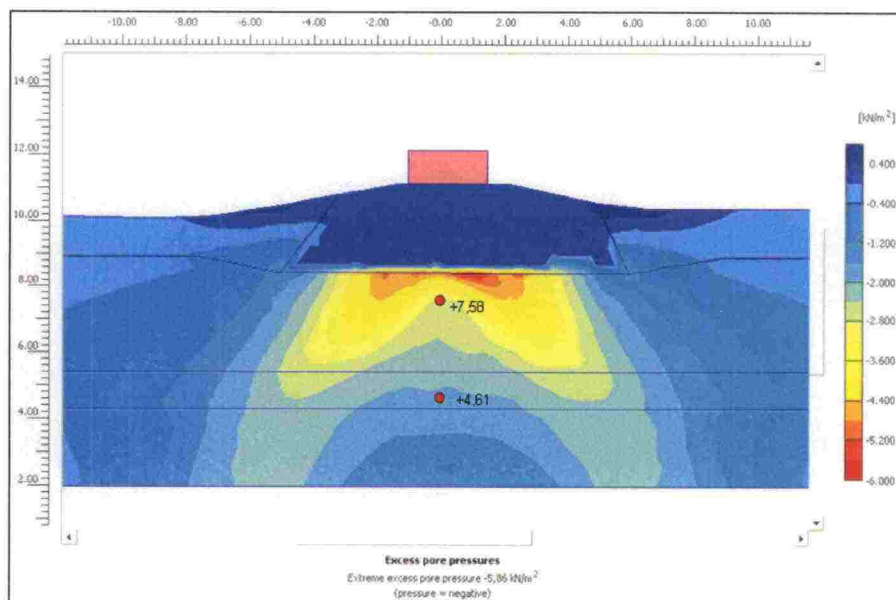


Kuva 7.32 Huokosveden ylipaine ajanfunktiona 13 kPa junakuorman alta mitattuna. /26/ s.260

Mitatut huokosveden ylipaineet poikkeavat laskennallisesta ylipaineen käyttäytymisestä. Laskelmissa suurin ylipaine on kehittynyt heti penkereen alapuolelle. Mittauksissa sen sijaan on syvemmällä tasolla todettu selvästi suurempi huokosveden ylipaine. Mittauspisteistä syvemmällä sijaitsevassa myös ylipaineen vaihtelu on ollut herkempää. Paine on kehittynyt selvästi nopeammin ja myös laskenut nopeampaa.

Plaxis-elementtimenetelmäohjelmalla mallinnettiin tilanne käyttäen Soft Soil -materiaalimallia. Laskentavaiheita oli kaksi. Ensimmäisessä vaiheessa suoritettiin plastinen analyysi ilman junakuormaa. Tässä vaiheessa ei otettu huomioon huokosveden ylipainetta eli käytettiin valintaa "Ignore undrained behaviour". Toisessa laskentavaiheessa aktivoitiin 13 kPa suuruinen junakuorma. Jälkimmäisessä laskennassa muodostunut huokosveden ylipaine on esitetty kuvassa 7.33, samoin kuin huokosylipaineen viitteelliset mittauspisteet.

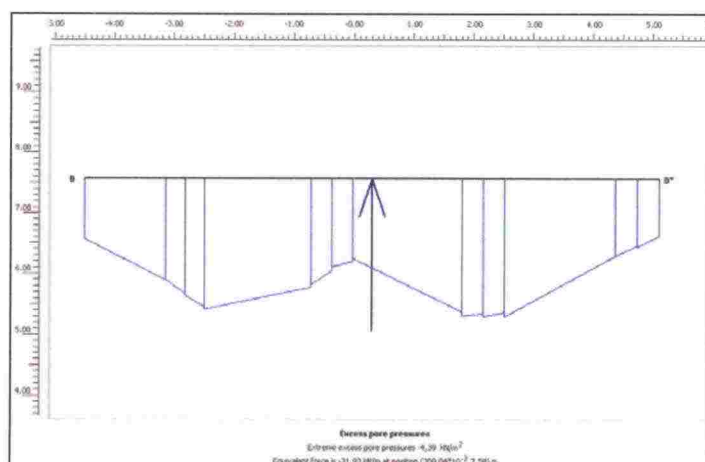




Kuva 7.33 Laskennallinen huokosveden ylipaine 13 kPa kuormituksella.

Ylipaineen suurin arvo on 5,86 kPa, mikä on noin 45 % kuorman lisäyksestä. Tämä on selvästi vähemmän kuin laskelmissa, joissa pengeri on kuormitettu murtoon. Tällöin huokosylipaineen suurin arvo on ollut 75...95 % kuorman lisäyksestä. Ylipaineen kasvu jakaantuu kiilamaisesti kahteen osaan mukaillen penkereessä ja pohjamaassa tapahtuvia muodonmuutoksia. Suoraan keskilinjän alapuolella huokospaineen kasvu on pienempää.

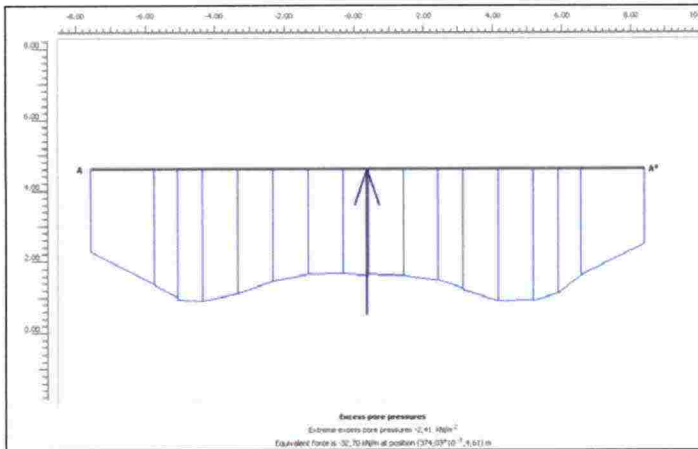
Kuvassa 7.34. on esitetty laskennallinen huokosveden ylipaine tasolla +7,58. Kuvasta nähdään, että ylipaine on suurimmillaan noin 2,0...2,5 m vaakaetäisyydellä keskilinjasta. Keskilinja sijaitsee x-koordinaatissa -0,00. Ylipaineen suurin arvo on 4,39 kPa, mikä vastaa hyvin penkereen alta mitattua arvoa 4,0 kPa.



Kuva 7.34 Huokosylipaineen suurin arvo penkereen alla tasolla +7,58 on 4,39 kPa.

Kuvassa 7.35 on esitetty laskennallinen huokosveden ylipaine tasolla +4,61. Ylipaine on tasaisemmin jakaantunut kuin tasolla +7,58, mutta edelleen suurimmat ylipaineen arvot sijoittuvat penkereen sivuille, noin 4,0...5,0 metrin päähän keskilinjasta. Suurin

laskennallinen huokosveden ylipaine on tällä tasolla 2,41 kPa, mikä on selvästi vähemmän kuin mitattua arvo 6,3 kPa.



Kuva 7.35 Huokosylipaineen suurin arvo penkereen alla tasolla +4,61 on 2,41 kPa.

#### 7.7.4 Elementtiverkon tiheyden vaikutus

Elementtiverkon koko on vaihdellut tässä työssä esitellyissä laskelmissa noin 250...650 elementin välillä. GIM-menetelmällä laskettaessa verkon tiheyden vaikutus laskentatulokseen on ollut suurimmillaan alle 5 %. SRM-menetelmää käytettäessä vaikutus on ollut pieni. Tämä johtunee siitä, että 250 kappaletta 15-solmuisia elementtiäkin sisältävä verkko on jo varsin tiheä.

#### 7.7.5 Muita huomioita

Plaxis-ohjelma ilmoittaa välillä varsinkin elementtiverkon tihennyksen jälkeen Staged construction -laskennan yhteydessä virheen "Invalid water condition file. Regenerate water conditions." Pohjaveden uudelleenlaskenta ei kuitenkaan virheilmoitusta poista. Usein ongelmaan auttaa laskelman uudelleen tallentaminen. Uudella nimellä tallentaminen kannattaa tehdä jo elementtiverkon tihennyksen yhteydessä.

Tolerance-laskenta-asetus voi vaikuttaa laskentatulokseen 0...5 % laskentavälin pituudesta riippuen varsinkin GIM2-menetelmän yhteydessä. Yleensä suuremmilla toleransseilla (>0,015) saavutetaan suurempia kokonaisvarmuuksia.

### 7.8 Yhteenveto Turku–Uusikaupunki

Taulukossa 7.9. on nähtävissä laskennoissa saavutetut kokonaisvarmuudet sortumaa vastaan lamellimenetelmällä. Tulokset ovat keskiarvoja eri laskentametoodeilla suoritetuista laskennoista.  $c'-\phi'$ -menetelmän yhteydessä keskiarvo on laskettu vapaalla liukupinnalla tehdyistä laskelmista ja suljetun leikkauslujuuden yhteydessä on käytetty ympyräliukupintaa.  $S_u$ -menetelmällä vaarallisimmat liukupinnat ja kokonaisvarmuus olivat käytännössä yhtenevät riippumatta liukupinnan muodon valinnasta.  $c'-\phi'$ -menetelmällä saatiin keskimäärin 10 % pienempi kokonaisvarmuus, kuin RHK:n julkaisussa A 10/2006 esitetty  $F=1,623$ . Eroa voidaan selittää ainakin erimuotoisilla liukupinnoilla.

Suljetulla leikkauslujuudella saatiin hieman pienempi kokonaisvarmuus verrattuna RHK:n julkaisussa esitettyyn  $F=1,038$ . Myös tässä tapauksessa liukupinnat olivat hieman erimuotoiset. RHK:n julkaisussa on molempien menetelmien yhteydessä käytetty yhdistelmäliukupintaa, joka koostuu ympyräliukupinnan ja kiilamaisen liukupinnan yhdistelmästä.

*Taulukko 7.9 Kokonaisvarmuuksien keksiarvot lamellimenetelmällä.*

LEM	LEM
$c'-\phi'$	Su
1,46	0,99

Taulukossa 7.10 on esitetty elementtimenetelmällä Mohr-Coulomb-mallilla lasketut kokonaisvarmuudet. Tuloksista voidaan todeta, että SRM-menetelmällä on saatu jopa hieman suurempia kokonaisvarmuuksia kuin lamellimenetelmällä.  $c'-\phi'$ -menetelmällä tulokset ovat olleet 5...7 % suurempia ja suljetulla leikkauslujuudella noin 10 % suurempia lamellimenetelmään verrattuna. Penkereen tilavuuspainon ja junakuorman kasvattamiseen perustuvalla GIM2-menetelmällä on tehokkailla lujuusparametreilla saatu yhteneviä kokonaisvarmuuksia lamellimenetelmään verrattuna. Suljetulla leikkauslujuudella kokonaisvarmuus on noin 7 % suurempi lamellimenetelmään verrattuna. Sekä lamellimenetelmällä että elementtimenetelmällä saatiin suljetulla leikkauslujuudella huomattavasti pienempiä kokonaisvarmuuksia tehokkaisiin lujuusparametreihin verrattuna.

*Taulukko 7.10 Kokonaisvarmuudet elementtimenetelmällä huokospainerajan mukaisilla lujuusparametreilla.*

Materiaalimalli:	MC	MC
Menetelmä:	$c'-\phi'$	Su
SRM	1,53	1,10
GIM2	1,45	1,07

Kokonaisvarmuuksia vertailtaessa tulee huomata, että Soft Soil -mallin(SS) yhteydessä on käytetty suurempia, murtorajan mukaan määritettyjä lujuusparametreja. Muissa yhteenvedossa esitetyissä laskennoissa on käytetty huokospainerajan mukaisia lujuusparametreja.

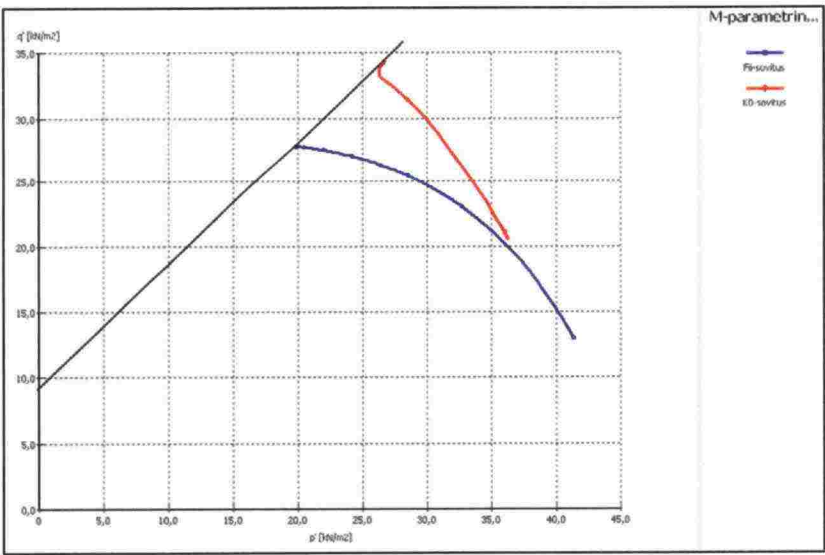
Taulukossa 7.11 on esitetty Soft Soil -mallilla murtotilan lujuusparametreilla lasketut kokonaisvarmuudet. Ensimmäisessä sarakkeessa on esitetty kokonaisvarmuudet, joissa myötöpinnan korkeutta ja muotoa määrittävä M-parametri on ohjelman oletusarvon mukaisesti määritetty siten, että lepopaine kerroin  $K_0$  on mahdollisimman totuudenmukainen. Tällöin Mohr-Coulomb ja Soft Soil -materiaalimalleilla saatiin keskenään lähes samat kokonaisvarmuudet. Taulukon 7.11 jälkimmäisessä sarakkeessa M-parametri on määritetty siten, että se vastaa kulloinkin käytettyä kitkakulmaa. Kokonaisvarmuudet ovat tässä tapauksessa olleet 12...19 % pienemmät lepopaine kertoimen mukaan sovitettuun laskentaan verrattuna. Menetelmällä saatu kokonaisvarmuus on myös selvästi pienempi kuin muut tehokkailla lujuusparametreilla lasketut kokonaisvarmuudet.



Taulukko 7.11 Kokonaisvarmuudet elementtimenetelmällä Soft Soil -mallilla murtotilan lujuusparametreilla.

Materiaalimalli:	Soft Soil	Soft Soil
c'-φ'-menetelmä	M-param. K <sub>0</sub> :n mukaan	M-param. Kitkakulman mukaan
SRM	1,56	1,26
GIM2	1,44	1,26

Syy kokonaisvarmuuksien eroon löytyy lähinnä myötöpinnan muodoista, sillä M-parametrin pienentäminen muuttaa myötöpinnan muotoa ja siten myös kokonaisvarmuutta. Kuvassa 7.36 on esitetty murtosuora ja jännityspolut samasta pisteestä kahdella eri M-parametrin arvolla. Sininen jännityspolku on laskennasta, jossa M-parametri on sovitettu kitkakulman mukaan ja punainen jännityspolku laskennasta jossa M-parametri on suurempi ja sovitettu lepopaine kertoimen mukaan.



Kuva 7.36. M-parametrin sovituksen vaikutus jännityspolun reittiin.

Huomiota herättävää on myös se, että ensimmäisessä lepopaine kertoimen mukaisessa laskennassa on SRM- ja GIM2-menetelmien välillä selvä ero, kun taas kitkakulman mukaisessa laskennassa on molemmilla menetelmillä saatu käytännössä sama kokonaisvarmuus.

Kokonaisuudessaan kaikissa laskennoissa GIM2-menetelmällä on saatu pienempiä kokonaisvarmuuksia SRM-menetelmään verrattuna. Menetelmien välinen ero on näissä laskennoissa vaihdellut 0,5...8,0 % välillä. Todennäköisesti penkereen muodolla ja penkereen korkeusasemalla suhteessa ympäröivään maanpintaan on vaikutusta SRM- ja GIM2-menetelmillä laskettujen kokonaisvarmuuksien suhteeseen.

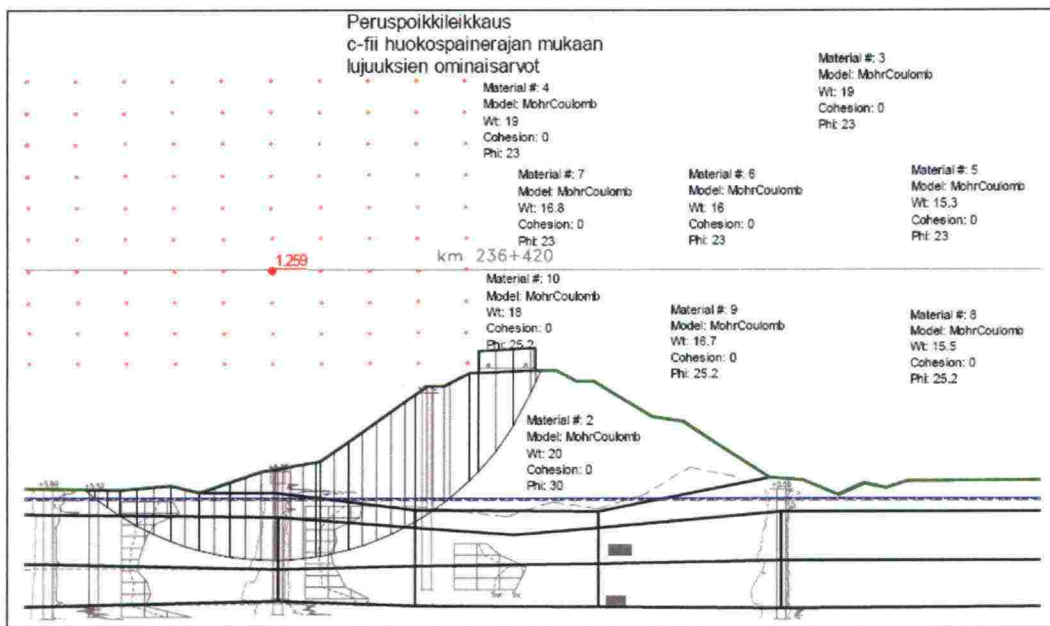
Modified Cam Clay -materiaalimallilla lasketut kokonaisvarmuudet olivat niin riippuvaisia laskenta-asetuksista, että ne on jätetty tästä yhteenvedosta pois. Yhteenvedossa ei myöskään ole esitetty kokomalli tilavuuspainoon perustuvalla GIM-menetelmällä saatuja laskentatuloksia eikä useita eri kuormitusvaihtoehtoilla saatuja laskentatuloksia.

Soft Soil -mallia kitkakulman mukaan sovitetulla M-parametrilla voidaan pitää teorian puolesta varsin hyvänä ja todellisuutta kuvaavana. Tällöin näyttäisi siltä, että huokospaineraja ei riittävässä määrin pysty ottamaan huomioon murtotilassa tapahtuvaa huokosveden ylipaineen kasvua ja näin ollen tuottaa liian suuren kokonaisvarmuuden.

## 8 KOTKA-KOUVOLA km 236+300–236+620 m

### 8.1 Laskelmat LEM-menetelmällä

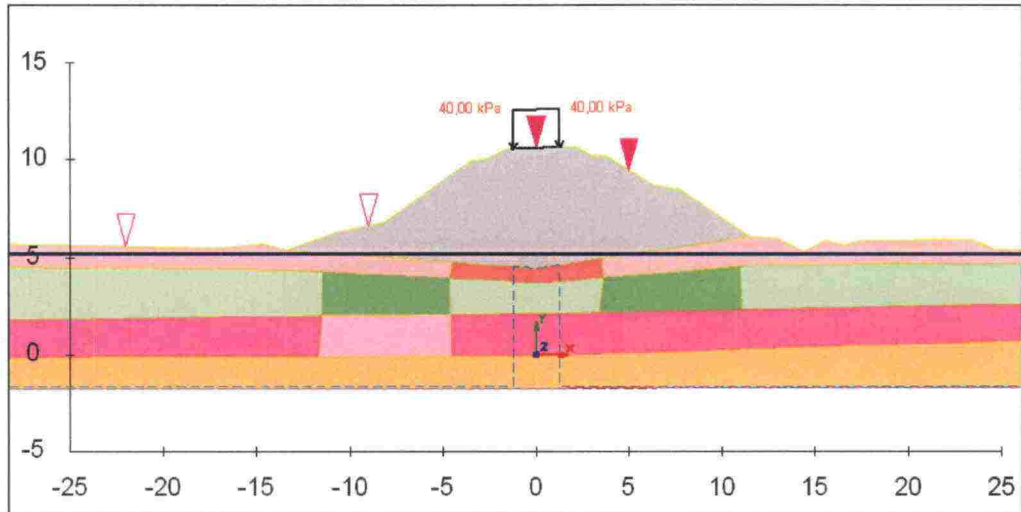
Kuvassa 8.1 on alkuperäinen, RHK:n julkaisussa A 10/2006 (s.197) esitetty laskenta-poikkileikkaus ja siinä käytetyt laskentaparametrit  $c'$ - $\phi'$ -menetelmällä sekä vaarallisin ympyräliukupinta. Samaa AutoCAD-pohjaista poikkileikkausta apuna käyttäen tehtiin Geocalc-ohjelmalla mahdollisimman identtinen laskentapoikkileikkaus, joka on esitetty kuvassa 8.2. Laskelmat suoritettiin sekä tehokkailla lujuusparametreilla, että suljettua leikkauslujuutta käyttäen.



Kuva 8.1 Alkuperäinen laskentapoikkileikkaus ja parametrit RHK:n julkaisusta A 10/2006.

Laskentaparametrit olivat myös samat kuin alkuperäiset kuitenkin sillä erotuksella, että penkereen kitkakulmana käytettiin 35 astetta. Pehmeiden kerrosten lujuusparametrit on määritetty anisotrooppisilla- ja isotrooppisilla kolmiaksaalikokeilla. Laskelmat tehtiin käyttäen huokospainerajan mukaisia lujuusparametreja sekä ympyräliukupinnalla, että vapaalla liukupinnalla. Kaikki laskentaparametrit on esitetty myös liitteessä 5.





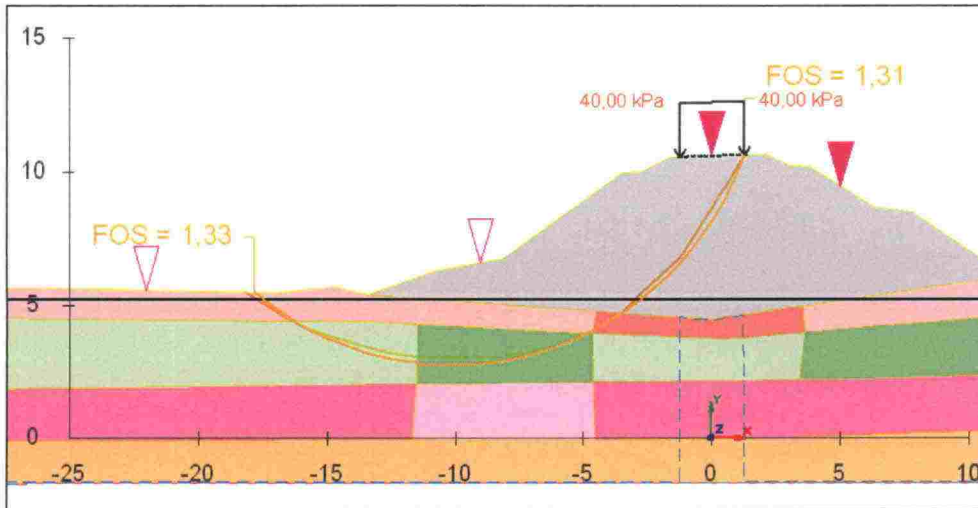
Kuva 8.2 GeoCalc-ohjelmassa käytetty laskentapoikkileikkaus.

Taulukossa 8.1 on esitetty tehokkailla lujuusparametreilla huokospainerajan mukaisilla lujuusparametreilla saadut kokonaisvarmuudet. Janbun menetelmällä saatiin vapaalla liukupinnalla kokonaisvarmuudeksi noin  $F=1,16$  ja GLE-menetelmällä selvästi isompi, noin  $F=1,30$ . Sarakkeessa "RHK" on esitetty RHK:n julkaisussa A 10/2006 esitetty, ympyräliukupinnalla laskettu alkuperäinen kokonaisvarmuus. Tuloksia verratessa on huomioitava että alkuperäinen kokonaisvarmuus  $F=1,259$ , on laskettu käyttäen penkereen kitkakulmana 35 asteen sijaan 30 astetta. Tästä syystä Geocalc-ohjelmalla lasketut kokonaisvarmuudet ovat Janbun menetelmää lukuun ottamatta suurempia, kuin RHK:n kokonaisvarmuus. Alkuperäisellä  $30^\circ$  kitkakulmalla saatiin Geocalc-ohjelmalla jokaisella laskentametodilla RHK:n tulokseen verrattuna hieman pienempiä kokonaisvarmuuksia, mikä johtuu todennäköisesti Geocalc-ohjelman tehokkaammasta liukupinnan optimoinnista.

Taulukko 8.1 Kokonaisvarmuudet huokospainerajan mukaisilla lujuusparametreilla.

<b>c'-<math>\phi</math>'-menetelmä:</b>	Alkuperäinen malli: /26/ s.197				
Laskenta metodi:	Janbu's Simp.	Bishop Simp.	GLE Sin(x)	GLE Spencer	RHK
Ympyräliukupinta:	1,196	1,339	1,327	1,325	1,259
Vapaa liukupinta:	1,159		1,308	1,295	

Ympyräliukupinnalla ja vapaalla liukupinnalla laskettujen kokonaisvarmuuksien ero oli melko pieni, vain 1,5...3,0 %. Ilmiö selittyy sillä, että myös vapaa liukupinta kulkee lähes ympyrän kaaren muotoista reittiä, kuten kuvasta 8.3 on havaittavissa. Kuvasta 8.3 on myös havaittavissa, että pohjamaahan junakuorman alla mallinnetulla huokosveden ylipaineella ei ole mitään vaikutusta kokonaisvarmuuteen, sillä liukupinnat eivät kulje pohjamaassa junakuorman alla.



Kuva 8.3 Liukupinnan reitti on lähes yhtenevä sekä ympyräliukupinnalla että vapaalla liukupinnalla.

Suljettua leikkauslujuutta käyttäen lasketut kokonaisvarmuudet on esitetty taulukossa 8.2. Taulukosta on nähtävissä, että jokaisella laskentametodilla saatiin ympyräliukupintaa käyttäen käytännössä sama,  $F \approx 1,0$  kokonaisvarmuus. RHK:n julkaisun alkuperäinen kokonaisvarmuus suljetulla leikkauslujuudella on taulukossa esitetty  $F=1,028$ . Alkuperäisellä, penkereen  $30^\circ$  kitkakulmalla kokonaisvarmuudet olivat 2...3 % taulukossa esitettyjä pienempiä. Vapaata liukupintaa käyttäen saatiin tässäkin tapauksessa 2...3 % pienempiä kokonaisvarmuuksia ympyräliukupintaan verrattuna.

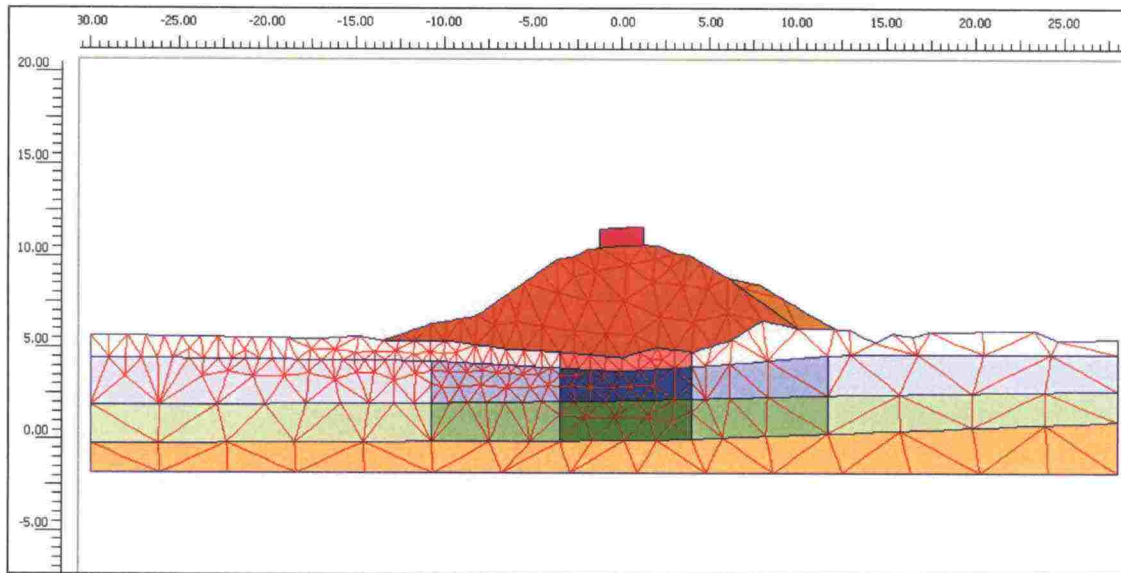
Taulukko 8.2 Kokonaisvarmuudet suljetulla leikkauslujuudella.

<b>S<sub>u</sub>-menetelmä:</b>	Alkuperäinen malli: /26/ s.199				
Laskentametodi:	Janbu's Simp.	Bishop Simp.	GLE Sin(x)	GLE Spencer	RHK
Ympyräliukupinta	0,969	1,012	1,008	1,000	1,028
Vapaaliukupinta	0,940		0,993	0,982	

## 8.2 FEM-laskenta SRM-menetelmää käyttäen

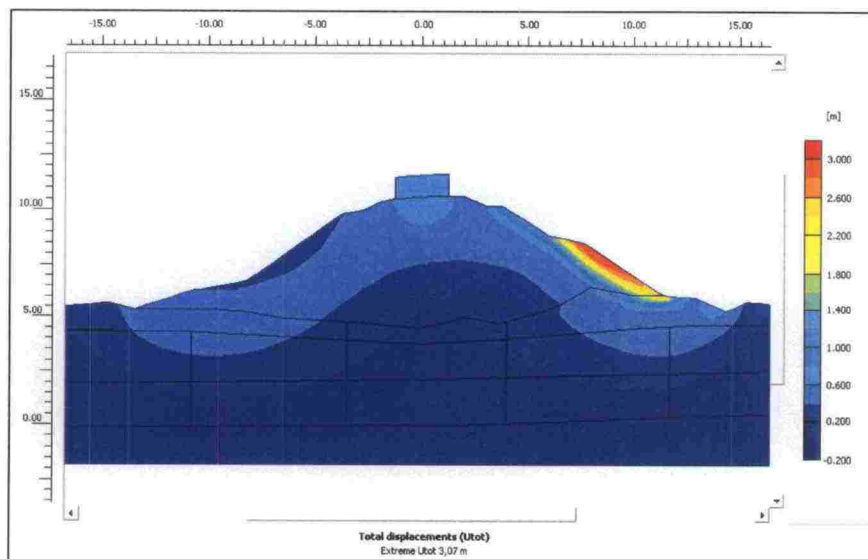
### 8.2.1 SRM-laskenta Mohr-Coulomb-mallilla

Laskentapoikkileikkaus ja elementtiverkko on esitetty kuvassa 8.4. Poikkileikkauksen geometria mallinnettiin Geocalc-ohjelmasta saatujen koordinaattitietojen mukaan. Mallissa oli yhteensä 491 kappaletta 15-solmuisia elementtejä. Elementtiverkon tiheyttä oli kasvatettu vaarallisimman liukupinnan vaikutusalueelta mahdollisimman tarkan laskentatuloksen aikaansaamiseksi. Junakuorma mallinnettiin samoin kuin Turku-Uusikaupunki-poikkileikkauksen yhteydessä 40 kPa kuormituksen aiheuttavana jäykkänä betonilaatikkona. Kaikki laskentaparametrit on esitetty liitteessä 5-7.



Kuva 8.4 Laskennassa käytetty poikkileikkaus ja elementtiverkko.

Kuvassa 8.5 on nähtävissä, että aluksi sortuma tapahtui paikallisena penkereen pinnassa penkereen oikeanpuoleisessa luiskassa. Mallia piti muokata siten, että pengerluiskaan tehtiin osasta pengertä keinotekoinen kaistale lujempaa maa-ainesta. Pengerkeen lujempi maa-aines on esitetty kuvassa 8.4 vaaleammalla ruskealla.



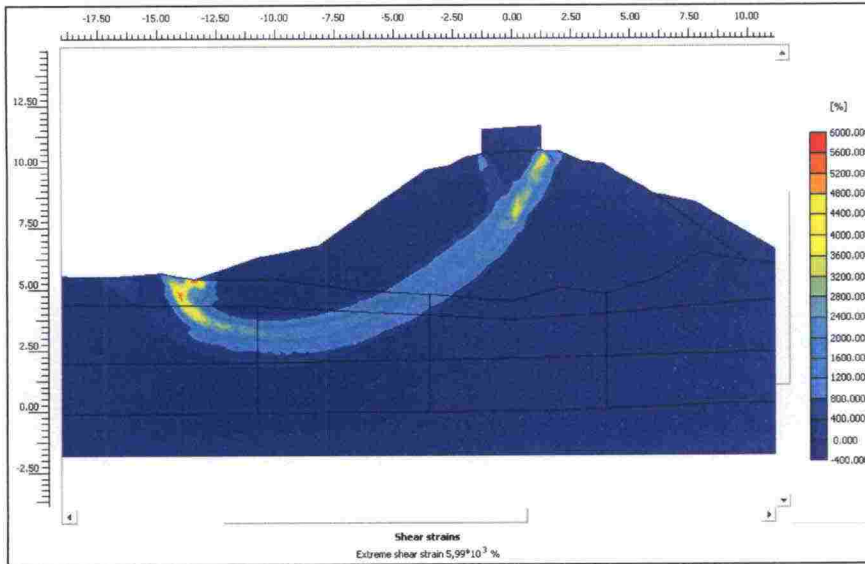
Kuva 8.5 Suurimmat muodonmuutokset keskittyivät aluksi pengerluiskaan Mohr-Coulomb-materiaalimallilla SRM-menetelmällä.

Mallin muokkauksen jälkeen yritettiin ensimmäisenä laskentavaiheena ennen varsinaisen stabiiliteettilaskennan aloittamista aktivoida 40 kPa junakuorma. Penger kuitenkin sortui jo tässä vaiheessa, kun kuormasta oli aktivoitu 98...99 %. Vakio-laskenta-asetuksia muutettiin siten, että laskentatoleranssia kasvatettiin arvosta 0,01 arvoon 0,02. Tällöin junakuorma saatiin kokonaisuudessaan aktivoitua penkereen sortumatta. Seuraavana vaiheena suoritettiin varsinainen SRM-laskenta (Phi-c



reduction). Kokonaisvarmuudeksi saatiin tällöin  $F=1,050$ , mikä on selvästi vähemmän kuin lamellimenetelmällä saatu kokonaisvarmuus.

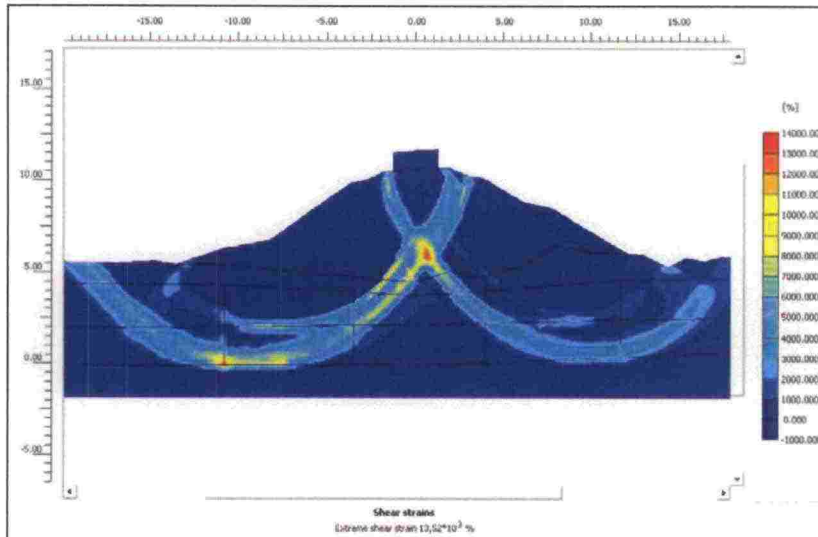
Kuvassa 8.6 on esitetty poikkileikkauksen leikkausmuodonmuutokset  $c'-\phi'$ -lujuusparametreilla SRM-laskennan päättyessä. Lamellimenetelmällä saatuihin liukupintoihin verrattuna ”liukupinta” kulkee pinnemmassa ja nousee luiskan juuressa jyrkemmin.



Kuva 8.6 Mallin leikkausmuodonmuutokset SRM-menetelmällä  $c'-\phi'$ -lujuusparametreilla.

Suljetulla leikkauslujuudella laskettaessa kävi samoin kuin tehokkailla lujuusparametreilla. Penger sortui aluksia junakuormaa aktivoitaessa mutta laskenta-asetuksia muuttamalla pengeri kesti ensimmäisen laskentavaiheen. SRM-laskennassa kokonaisvarmuudeksi saatiin  $F=1,010$ , mikä on käytännössä sama, kuin lamellimenetelmällä saatu kokonaisvarmuus.

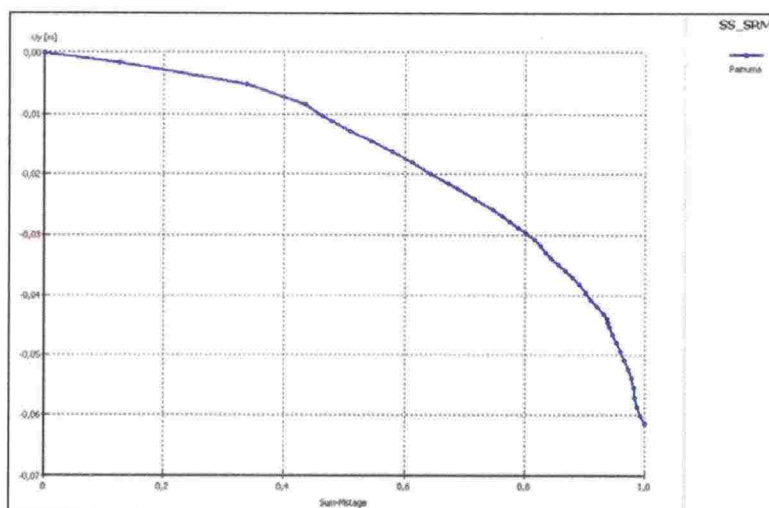
Kuvassa 8.7 on esitetty poikkileikkauksen leikkausmuodonmuutokset penkereen sortuessa. Kuvasta on nähtävissä, että sortuma on kehittymässä lähes yhtäaikaaisesti molemmille puolille pengertä ja kahdelle syvyystasolle kuitenkin siten, että liukupinta syntyy vasemmalle puolelle pehmeiden maakerrosten alapintaan. Liukupinta kulkee siis selvästi syvemmältä, kuin tehokkailla lujuusparametreilla laskettu liukupinta.



Kuva 8.7 Leikkausmuodonmuutokset SRM-menetelmällä suljetulla leikkauslujuudella.

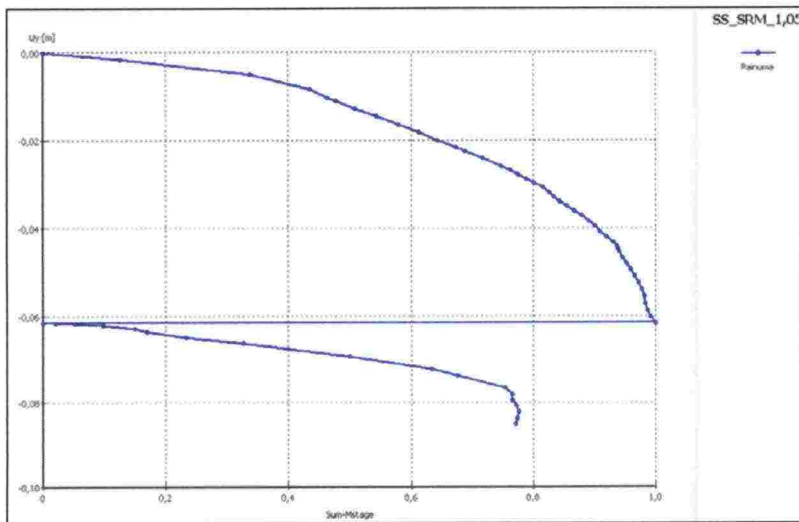
### 8.2.2 SRM-laskenta manuaalisesti Soft Soil -mallilla

Maan lujuusparametrien manuaalinen lujuuden pienentäminen tehtiin Soft Soil -materiaalimallilla käyttäen murtotilan mukaisia lujuusparametreja. Ensimmäinen laskenta suoritettiin lepopaine kertoimen mukaan sovitetuilla M-parametrien arvoilla. Laskentaparametrit on esitetty liitteessä 7. Aikaisempien laskelmien perusteella tiedettiin, että pengeri on hyvin lähellä murtotilaa jo pelkällä junakuorman vaikutuksesta. Sen johdosta ennen heikompien maakerrosten luomista tehtiin alkulaskenta, jossa aktivoitiin ainoastaan 40 kPa junakuorma. Tätä vastaava painumakuvaaja on esitetty kuvassa 8.8. Kuvasta on nähtävissä että murtotila on hyvin lähellä jo pelkällä juna-kuormalla.



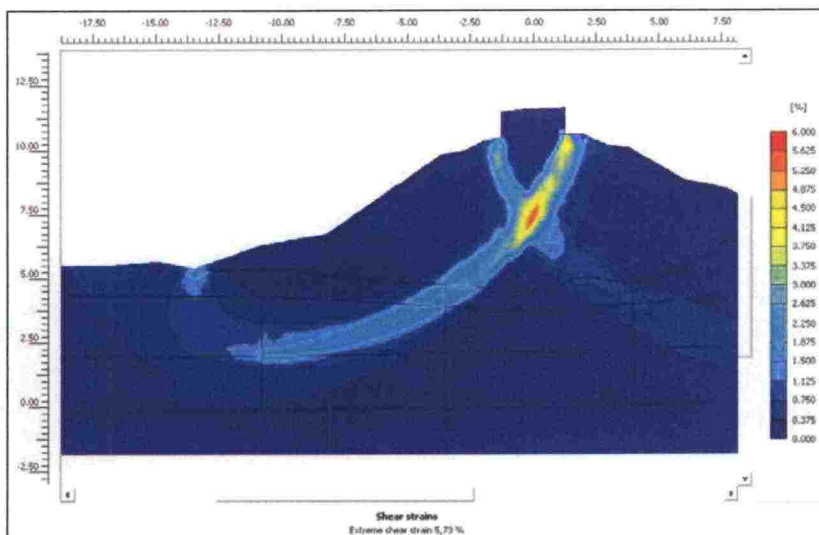
Kuva 8.8 40 kPa junakuorman aktivoinnista aiheutuneet painumat Soft Soil -mallilla murtotilan parametreilla. Pengeri on erittäin lähellä sortumista.

Seuraavassa vaiheessa materiaalikirjastoon luotiin maalajit, jotka olivat lujuusparametreiltaan 1,05-kertaa pienemmät. Tämän jälkeen laskentatilaan luotiin uusi laskentavaihe, jossa junakuorman aktivoimisen jälkeen kaikki maakerrokset heikennettiin. Kuvassa 8.9 on esitetty laskennan tulos. Ensimmäinen vaihe on junakuorman aktivointi ja toinen laskentavaihe lujuusparametrien pienennys. Kuvasta 8.9 on nähtävissä että penger sortuu, kun lujuusparametrien pienennyksestä on tehty noin 77 % (Sum-Mstage $\approx$ 0,77).



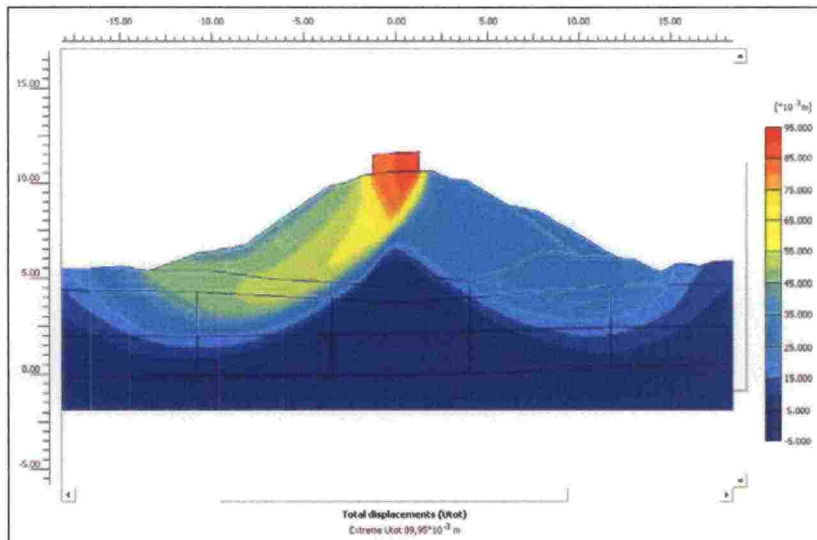
Kuva 8.9 Penkereen painumakuvaaja, jossa on esitetty junakuorman aktivoinnista ja maan lujuuden pienentämisestä seuraava painuma ja penkereen sortuminen kokonaisvarmuusvälillä  $F=1,00 \dots 1,05$ .

Kuvassa 8.10. on esitetty laskentapoikkileikkauksen leikkausmuodonmuutokset sortumatilanteessa. "Liukupinta" kulkee hieman syvemältä kuin Mohr-Coulomb-mallilla SRM-menetelmällä laskettu liukupinta. X-koordinaattialueella -15,00...-10,00 liukupinta kuitenkin nousee jyrkästi päätyen aivan pengerluiskan juureen.



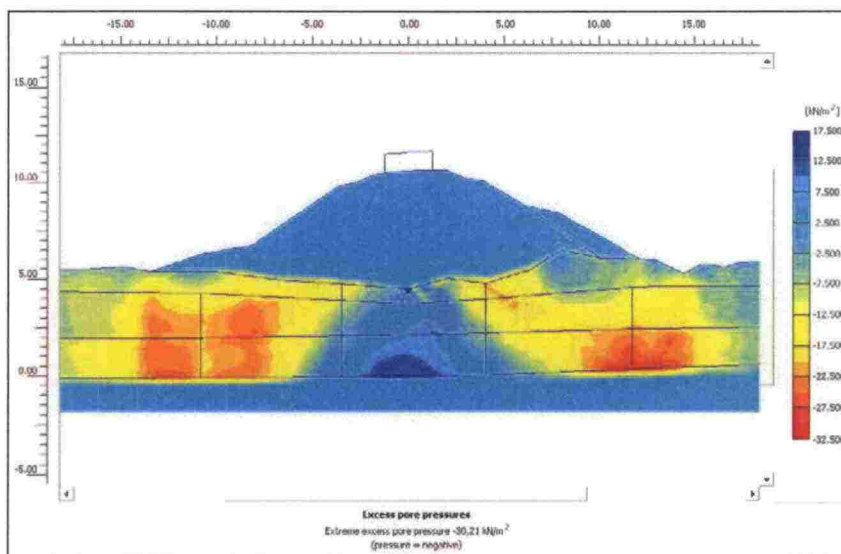
Kuva 8.10 Maan leikkausmuodonmuutokset sortumatilanteessa.





Kuva 8.11 Poikkileikkauksen laskennalliset muodonmuutokset sortumatilanteessa.

Kuvassa 8.12 on esitetty huokosveden ylipaine sortumatilanteessa. Huokosylipaine kehittyy penkereen sivuilla, minne keskittyvät myös penkereessä tapahtuvat muodonmuutokset, kuten kuvasta 8.11 on nähtävissä. Tilanne poikkeaa selvästi lamellimenetelmän yhteydessä käytettävästä yksinkertaistuksesta, missä huokosveden ylipaine mallinnetaan pohjamaahan junakuorman levyisenä ja suuruisena. Näin mallinnettuna ylipaineella ei tässä tapauksessa ole mitään vaikutusta, sillä liukupinta ei kulje pohjamaassa junakuorman alla. Kuvasta 8.12 on kuitenkin nähtävissä, että todellisessa murtotilanteessa huokosveden ylipaine vaikuttaa koko liukupinnan pohjamaassa kulkeman matkan noin 13...25 kPa suuruisena. Näin ollen sen merkitys kokonaisvarmuuteen on merkittävä.



Kuva 8.12 Huokosveden ylipaine pohjamaassa penkereen sortuessa. Ylipaine kehittyy penkereen sivuilla, eikä juurikaan junakuorman alla.

Toisessa laskennassa M-parametri sovitettiin kitkakulman mukaan, jolloin M-parametri oli selvästi pienempi. Tällöin pengertä ei saatu pysymään pystyssä edes laskenta-

asetuksia muuttamalla. Penger sortui kun 40 kPa junakuormasta oli aktivoitu 80...90 %, eli penkereen kokonaisvarmuus oli tässä tapauksessa selvästi alle yhden.

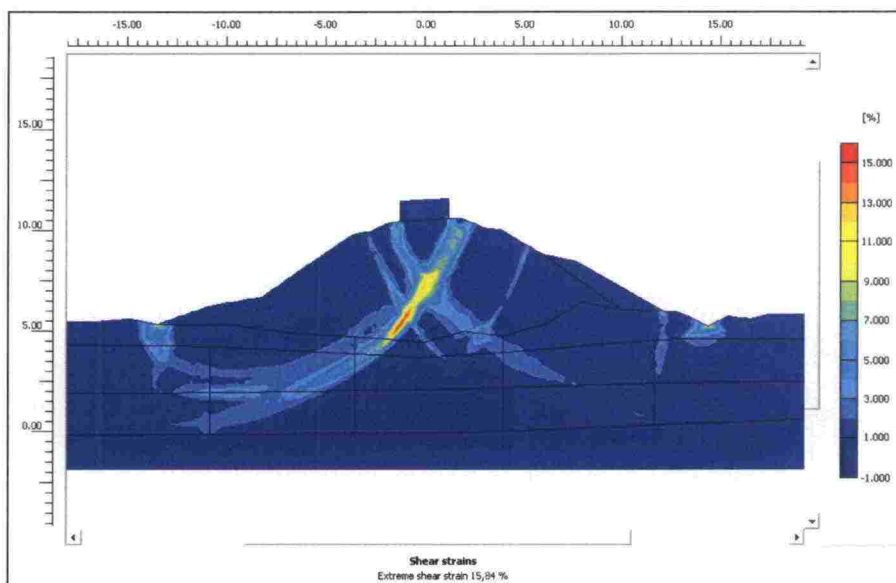
### 8.3 FEM-laskenta GIM2-menetelmällä

#### 8.3.1 GIM2-laskenta Mohr-Coulomb-mallilla

Kotka-Kouvola-poikkileikkauksesta tehtiin tilavuuspainon kasvattamiseen perustuvat laskelmat vain GIM2-menetelmällä, jossa kasvatetaan vain junakuormaa ja penkereen tilavuuspainoa. Mohr-Coulomb-materiaalimallin yhteydessä käytettiin huokospaine-ajan mukaisia lujuusparametreja.

Junakuormaa aktivoitaessa piti SRM-menetelmän tavoin muokata laskenta-asetuksista toleranssia suuremmaksi, jotta ohjelma ei ilmoittanut penkereen sortuvan jo tässä vaiheessa. Seuraava laskentavaihe oli junakuorman ja penkereen tilavuuspainon kasvattaminen 1,05-kertaiseksi. Penger sortui laskentavaiheessa, joka vastaa kokonaisvarmuutta  $F=1,037$ .

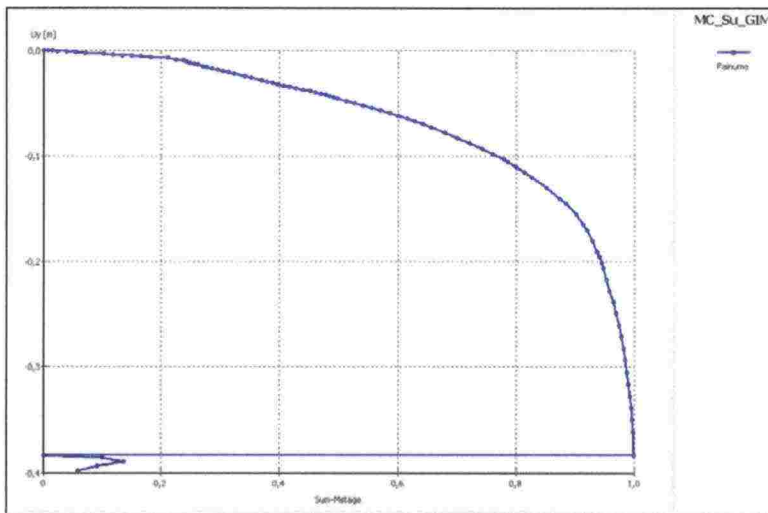
Kuvassa 8.13 on esitetty poikkileikkauksen leikkausmuodonmuutokset laskennan päättyessä. Leikkausmuodonmuutoksissa on havaittavissa yhtäläisyyttä SRM-menetelmällä suljetulla leikkauslujuudella saatuihin, kuvassa 8.7 esitettyihin muodonmuutoksiin. Liukupinnat ovat selvästi hakeutumassa useille reiteille penkereen molemmille puolille. Ensimmäisenä leikkautuminen näyttäisi kuitenkin tapahtuvan melko tarkasti samalla pinnalla, kuin SRM-menetelmän yhteydessä tehokkailla lujuusparametreilla.



Kuva 8.13 Leikkausmuodonmuutokset laskennan päättyessä tehokkailla lujuusparametreilla Mohr-Coulomb-mallilla.

### 8.3.2 GIM2-laskenta suljetulla leikkauslujuudella

Penkereen tilavuuspainon ja junakuorman kasvatus tehtiin myös  $S_u$ -menetelmällä. Ensimmäisenä laskentavaiheena aktivoitiin 40 kPa junakuorma. Tämän jälkeen pyrittiin penkereen tilavuuspainon ja junakuorman 1,05-kertaistamaan. Penger sortui välittömästi toisen laskentavaiheen alkaessa. Kuvassa 8.14 on esitetty laskennasta saatu painumakuvaaja. Kuvaajasta on nähtävissä, että penger käytännössä sortuu, kun junakuormasta on aktivoituna 100 %. Näin ollen voidaan todeta penkereen kokonaisvarmuuden olevan  $F=1,0$ .



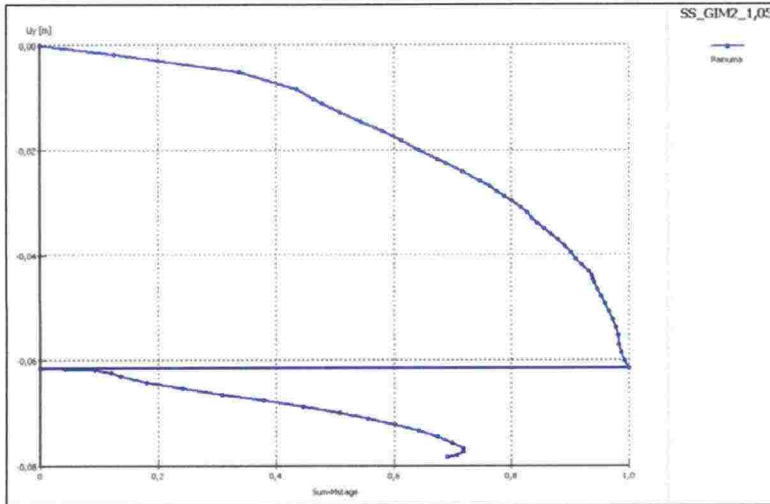
Kuva 8.14 Penkereen painuma suljetulla leikkauslujuudella GIM2-menetelmällä junakuorman aktivoinnin ja tilavuuspainon 1,05-kertaistamisen seurauksena.

### 8.3.3 GIM2-laskenta Soft Soil -mallilla

Soft Soil -materiaalimallilla GIM2-menetelmällä tehtiin aluksi laskenta, jossa M-parametri oli sovitettu lepopainekertoimen mukaisesti. Laskennassa käytettiin kahta laskentavaihetta ja murtotilan lujuusparametreja. Ensimmäisessä aktivoitiin 40 kPa junakuorma ja toisessa kasvatettiin junakuorman ja penkereen painoa 1,05-kertaiseksi. Laskennan tuloksena saatiin kuvassa 8.15 esitetty painumakuvaaja. Penger sortuu, kun painon kasvatukselta on toteutunut noin 72 %. Näin ollen kokonaisvarmuus on laskennallisesti  $F=1,036$ . Tulos on käytännössä sama, kuin aiemmin SRM-menetelmällä laskettu. Samoin huokosylipaineen kehittyminen ja liukupinnan muodostuminen olivat hyvin samanlaiset SRM-menetelmään verrattuna.

Toisessa laskennassa M-parametri sovitettiin vastaamaan kitkakulmaa. Tällöin penger sortui aina jo 40 kPa junakuormaa aktivoitaessa, kun kuormasta oli aktivoitu 80...90 %. Kokonaisvarmuuden tarkka selvittäminen ei siis ollut mahdollista mutta kokonaisvarmuus oli joka tapauksessa selvästi alle yhden. Tulos on hyvin samansuuntainen kuin aiemmassakin laskentakohteessa.





Kuva 8.15 Painumakuvaaja GIM2-menetelmällä Soft Soil -mallilla, kun laskentavaiheet olivat junakuorman aktivointi ja tilavuuspainon 1,05-kertaistaminen.

#### 8.4 Yhteenveto Kotka–Kouvola

Taulukossa 8.3 on esitetty lamellimenetelmällä Geocalc-ohjelmalla laskettujen kokonaisvarmuuksien keskiarvot sekä tehokkailla parametreilla että suljetulla leikkauslujuudella. Keskiarvot on laskettu laskelmista, joissa on käytetty huokospainerajan mukaisia lujuusparametreja. Penkereen kitkakulmana on käytetty 35 astetta.  $c'-\phi'$ -menetelmän yhteydessä on käytetty vapaata liukupintaa ja suljetulla leikkauslujuudella laskettaessa ympyräliukupintaa. Tulokset vastaavat hyvin RHK:n julkaisussa A 10/2006 esitettyjä kokonaisvarmuuksia.

Taulukko 8.3. LEM-laskennan kokonaisvarmuuksien keskiarvot.

LEM	LEM
$c'-\phi'$	$S_u$
1,25	1,00

Taulukossa 8.4 on esitetty elementtimenetelmällä Mohr-Coulomb-materiaalimallilla lasketut kokonaisvarmuudet. MC-mallin yhteydessä on käytetty  $c'-\phi'$ -menetelmän yhteydessä huokospainerajan mukaisia lujuusparametreja. Tehokkailla lujuusparametreilla saatiin merkittävästi pienempiä kokonaisvarmuuksia LEM-menetelmään verrattuna. SRM- ja GIM2-menetelmillä saatiin käytännössä samat kokonaisvarmuudet. Suljetulla leikkauslujuudella saatiin elementtimenetelmää käyttäen samat kokonaisvarmuudet, kuin lamellimenetelmälläkin. Tehokkailla lujuusparametreilla saatiin  $S_u$ -menetelmään verrattuna 3...5 % suurempia kokonaisvarmuuksia.

*Taulukko 8.4 FEM-laskennan kokonaisvarmuudet Mohr-Coulomb-mallilla huokospainerajan mukaisilla lujuusparametreilla ja Su-menetelmällä.*

Materiaalimalli:	MC	MC
Menetelmä:	c-φ	Su
SRM	1,05	1,01
GIM2	1,04	1,00

Taulukossa 8.5 on esitetty Soft Soil -mallilla murtotilan lujuusparametreilla lasketut kokonaisvarmuudet. Lepopainekertoimen mukaan sovitetulla M-parametrilla laskettaessa saatiin samansuuruiset kokonaisvarmuudet, kuin MC-mallilla huokospainerajan mukaisilla lujuusparametreilla. Kitkakulman mukaan sovitetulla M-parametrilla sen sijaan saatiin pienemmät kokonaisvarmuudet kuin millään muulla laskentatavalla. Kokonaisvarmuudet olivat jopa selvästi pienempiä kuin suljetulla leikkauslujuudella saadut tulokset. Kyseisissä laskennoissa penger sortui jo noin 80...90 % junakuormalla.

*Taulukko 8.5 FEM-laskennan kokonaisvarmuudet Soft Soil -mallilla murtotilan lujuusparametreilla.*

Materiaalimalli:	Soft Soil	Soft Soil
c'-φ'-menetelmä	M-param. K <sub>0</sub> :n mukaan	M-param. kitkakulman mukaan
SRM	1,04	0,8...0,9
GIM2	1,04	0,8...0,9

Muutoin kaikki elementtimenetelmällä lasketut tulokset ovat hyvin lähellä toisiaan. Kaikissa muissa laskelmissa kokonaisvarmuus on ollut välillä F=1,00...1,05. Tämä vastaa myös hyvin perinteisellä lamellimenetelmällä suljettua leikkauslujuutta käyttäen saatuja tuloksia.

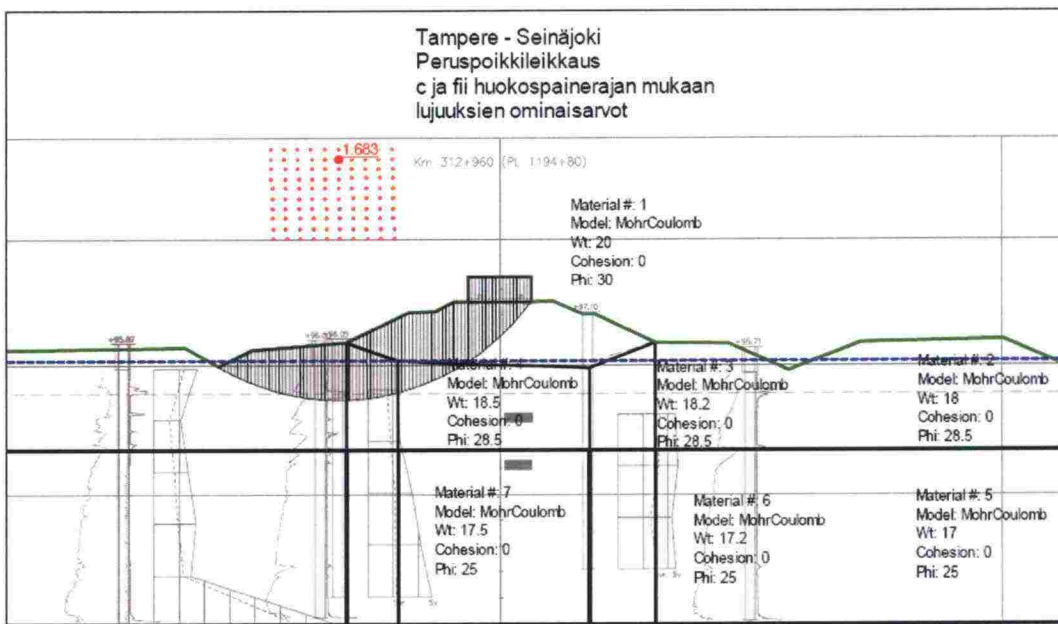
Tuloksista selkeimmin linjasta poikkeavat lamellimenetelmällä tehokkailla lujuusparametreilla suoritettut laskelmat. Nämä laskelmat ovat antaneet keskimäärin 20...25 % suuremman kokonaisvarmuuden. Eroa voidaan selittää laskentaan sisältyvillä teoreettisilla virheillä sekä huokosveden ylipaineen mallintamisella liittyvillä yksinkertaistuksilla.

## 9 TAMPERE–SEINÄJOKI km 312+300–313+650

### 9.1 Laskelmat LEM-menetelmällä

#### 9.1.1 Yleistä

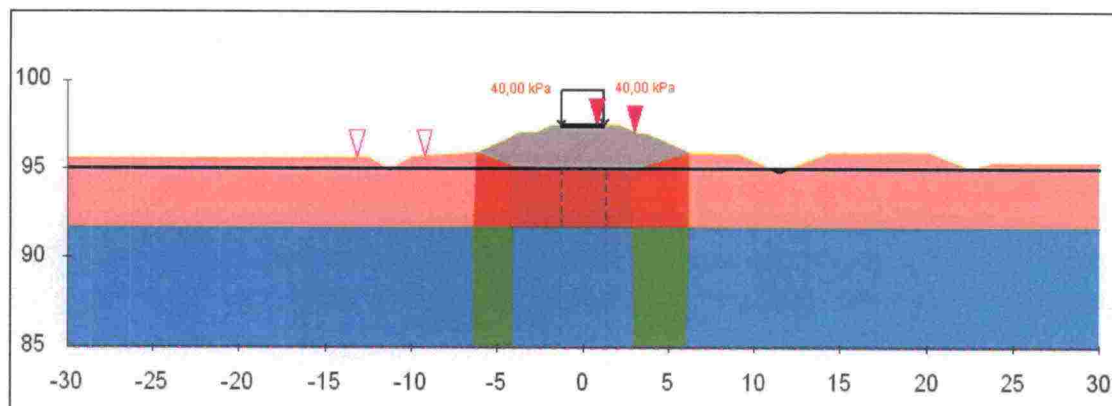
Kuvassa 9.1 on alkuperäinen, RHK:n julkaisussa A 10/2006 (s.194) esitetty laskenta-poikkileikkaus ja laskentaparametrit. Samaa AutoCAD-pohjaista poikkileikkausta pohjana käyttäen tehtiin Geocalc-ohjelmalla mahdollisimman identtinen laskentapoikkileikkaus, joka on esitetty kuvassa 9.1. Laskentaparametrit olivat samat kuin kuvassa 9.1 esitetyt. Pehmeiden kerrosten lujuusparametrit on näin ollen määritetty anisotrooppisilla- ja isotrooppisilla kolmiaksisiaalikokeilla. Alkuperäinen laskelma on tehty käyttäen huokospainerajan mukaisia lujuusparametreja. Tämän lisäksi laskelmat suoritettiin myös murtotilan mukaisilla lujuusparametreilla sekä vapaata liukupintaa (non-circular) käyttäen.



Kuva 9.1 Alkuperäinen laskentapoikkileikkaus, huokospainerajan mukaiset lujuusparametrit sekä vaarallisin liukupinta. (A 10/2006 s.194)

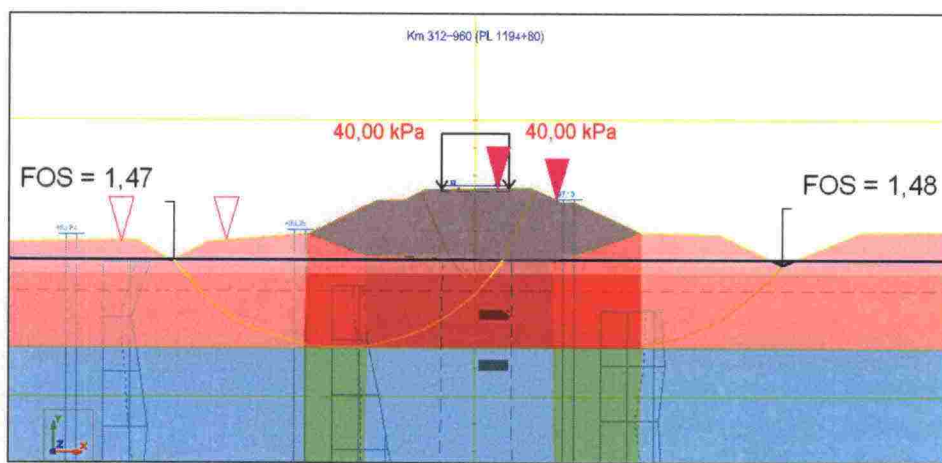
Laskentapoikkileikkauksessa kuvassa 9.2 sininen katkoviiva penkereen alla kuvaa juna-kuorman suuruista (40 kPa) huokosylipainetta. Kuvassa laskentarajat on esitetty magentanvärillisillä kärkikolmioilla. Laskentarajat ovat tässä tapauksessa tarkoituksellisesti melko suppeat tarkemman laskentatuloksen saavuttamiseksi. Ensimmäiset laskennat tulee tehdä mahdollisimman laajoilla laskentarajoilla, jotta vaarallisimman liukupinnan sijainti löytyy varmimmin. Erityisesti vapaita liukupintoja käytettäessä laskentarajoilla voi Geocalc-ohjelmassa olla huomattava vaikutus vaarallisimman liukupinnan löytymiseen ja sitä kautta laskentatulokseen.





Kuva 9.2. Geocalc-ohjelmassa käytetty laskentapoikkileikkaus.

Vaarallisimman liukupinnan sijainti oli tässä poikkileikkauksessa erityisen mielenkiintoinen, sillä vaarallisin liukupinta Geocalc-ohjelmalla tehokkailla parametreilla laskettaessa löytyi penkereen oikealta puolelta eikä vasemmalta, kuten alkuperäisessä poikkileikkauksessa on esitetty. Oikeanpuoleisten liukupintojen kokonaisvarmuus oli tällöin noin 1...3 % pienempi kuin vasemmanpuoleisten. Laskettaessa suljettua leikkauslujuutta käyttäen, vaarallisin liukupinta taas löytyi vasemmalta puolelta. Tällöin vasemmanpuoleisten liukupintojen kokonaisvarmuus oli 0...1 % pienempi kuin oikeinpuoleisten, kuten kuvasta 9.3 on nähtävissä.



Kuva 9.3. Vaarallisimpien liukupintojen sijoittuminen penkereen eri puolille.

### 9.1.2 Laskelmat $c'$ - $\phi'$ -menetelmällä

Taulukossa 9.1 on esitetty lasketut kokonaisvarmuudet  $c'$ - $\phi'$ -menetelmällä. Ylimmillä riveillä esitetyt kokonaisvarmuudet on laskettu käyttäen huokospainerajan mukaisia parametreja. Näiden alla on esitetty kokonaisvarmuudet, jotka on saatu käyttäen murto-tilan mukaisia lujuusparametreja. Kaikki käytetyt laskentaparametrit on esitetty liitteissä 8–10. Sarakkeessa "RHK" on esitetty alkuperäinen, RHK:n julkaisussa esitetty kokonaisvarmuus.

Taulukosta on nähtävissä, että Bishopin ja GLE-menetelmillä saatiin alkuperäisen tuloksen kanssa varsin yhtenevät kokonaisvarmuudet. Janbun yksinkertaisella

menetelmällä saatiin sen sijaan noin 17 % pienempi kokonaisvarmuus. Vapailla liukupinnoilla lasketut kokonaisvarmuudet olivat odotetusti selvästi pienempiä, kuin ympyräliukupinnoilla lasketut.

Murtotilan mukaiset lujuusparametrit olivat selvästi isommat kuin huokospainerajan mukaan määritetyt parametrit. Näin ollen myös kokonaisvarmuuksista muodostui selvästi isompia. Kokonaisvarmuus vaihteli laskentametodin mukaan ympyräliukupinnoilla välillä  $F=2,0 \dots 2,2$  ja vapailla liukupinnoilla välillä  $F=1,9 \dots 2,1$ .

*Taulukko 9.1 Kokonaisvarmuudet Geocalc-ohjelmalla  $c'-\phi'$ -menetelmällä.*

<b><math>c'-\phi'</math>-menetelmä</b>					
Alkuperäinen malli s.194 <b>Huok.rajan parametrit</b>	Janbu's Simp.	Bishop Simp.	GLE Sin(x)	GLE Spencer	RHK
Ymp.liukupinta	1,440	1,661	1,664	1,649	1,683
Vapaa liukupinta	1,337		1,460	1,469	
<b>Murtotilan parametrit</b>					
Ymp.liukupinta	1,999	2,134	2,186	2,197	
Vapaa liukupinta	1,908		2,070	2,106	

### 9.1.3 Laskelmat $S_u$ -menetelmällä

Suljettua leikkauslujuutta käytettäessä alkuperäisiä laskentaparametreja muutettiin hieman. Tämä johtui siitä, että alkuperäisessä RHK:n julkaisussa A 10/2006 esitetyssä laskelmassa on käytetty kaikissa luonnonmaakerroksissa tilavuuspainoa  $16 \text{ kN/m}^3$ . Alla esitetyissä laskelmissa on käytetty samoja maan tilavuuspainoja, kuin aiemmin  $c'-\phi'$ -menetelmällä laskettaessa, sillä ne kuvaavat varsin hyvin maakerroksista otetuista häiriintymättömistä näytteistä mitattuja tilavuuspainoja.

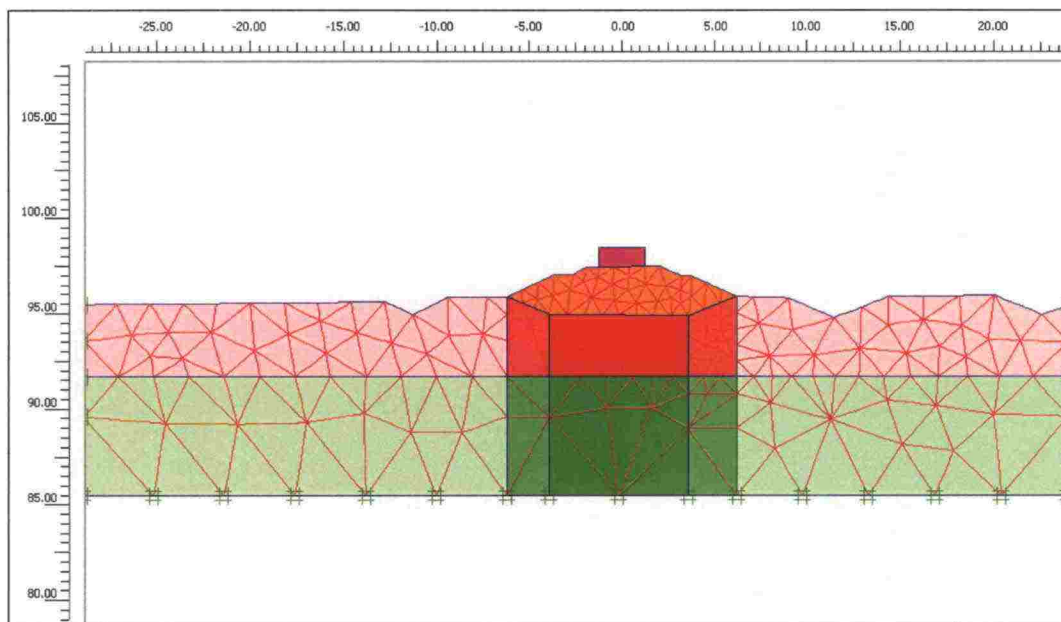
*Taulukko 9.2 Kokonaisvarmuudet suljetulla leikkauslujuudella Geocalc-ohjelmalla.*

<b><math>S_u</math>-menetelmä</b>					
Alkuperäinen malli s.197	Janbu Simp.	Bishop Simp.	GLE Sin(x)	GLE Spencer	RHK
Ympyräliukupinta	1,319	1,466	1,459	1,456	1,496
Vapaa liukupinta	1,291		1,414	1,408	

Taulukon 9.2 tuloksista on nähtävissä, että ympyräliukupinnalla lasketut kokonaisvarmuudet vastasit hyvin RHK:n julkaisussa esitettyä kokonaisvarmuutta lukuun ottamatta Janbun menetelmää, jolla saatiin noin 12 % pienempi kokonaisvarmuus. Vapaalla liukupinnalla lasketut kokonaisvarmuudet olivat noin 3 % ympyräliukupinnalla laskettuja pienempiä. Mielenkiintoinen seikka on se, että  $c'-\phi'$ -menetelmällä saatiin vapaalla liukupinnalla lähes yhtä pieniä kokonaisvarmuuksia, kuin suljetulla leikkauslujuudella.

## 9.2 FEM-laskenta SRM-menetelmällä

Kaikki Tampere–Seinäjoki-ratavälillä sijaitsevaa poikkileikkausta koskevat elementtimenetelmälaskelmat tehtiin käyttäen kuvassa 9.4 esitettyä laskentapoikkileikkausta. Elementtiverkkoa oli tihennetty liukupinnan vaikutusalueelta. 15-solmuisia elementtejä oli poikkileikkauksessa yhteensä 351 kappaletta. Junakuormana käytettiin tässäkin poikkileikkauksessa 40 kPa.



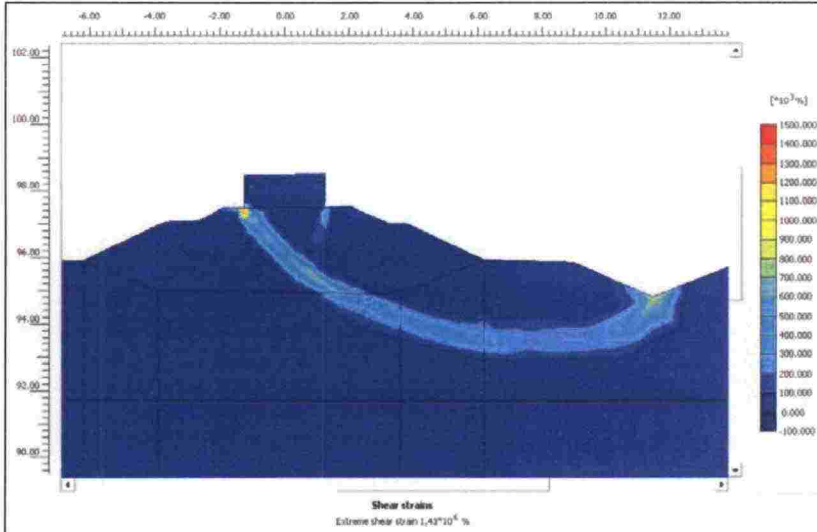
Kuva 9.4 Laskentapoikkileikkaus ja käytetty elementtiverkko.

SRM-laskelmat tehtiin Mohr-Coulomb-mallin automaattisella laskentaproseduurilla ja Soft Soil -mallin yhteydessä käytettiin manuaalista maan lujuusarvojen pienentämistä. MC-mallin yhteydessä käytettiin huokospainerajan mukaisia lujuusparametreja ja SS-mallin yhteydessä murtotilan mukaisia lujuusparametreja.

### 9.2.1 SRM-laskenta Mohr-Coulomb-mallilla

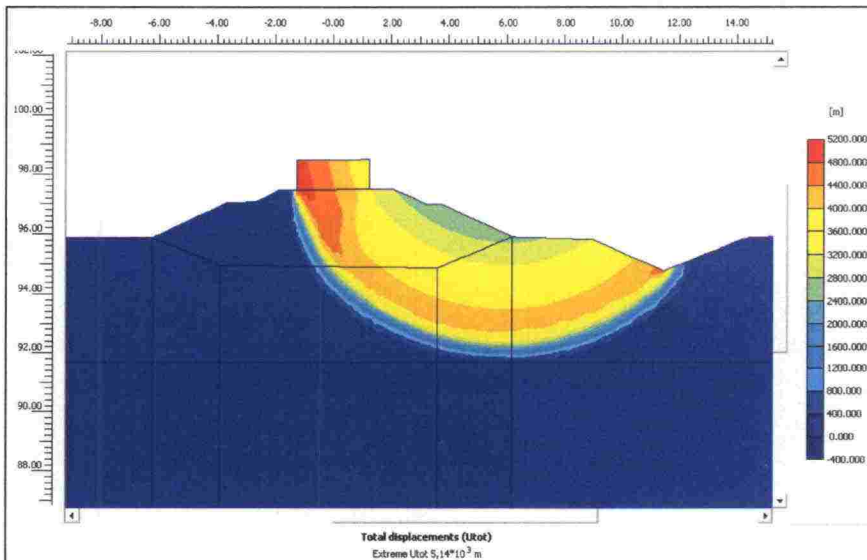
Elementtimenetelmällä laskettiin Mohr-Coulomb-materiaalimallia käyttäen penkereen stabiliteettia sekä tehokkailla lujuusparametreilla, että  $S_u$ -menetelmällä.  $c'-\phi'$ -menetelmällä laskettaessa laskenta koostui kahdesta vaiheesta; junakuorman aktivoinnista ja  $\Phi$ - $c$  reduction -laskennan suorittamisesta. Kokonaisvarmuuden todettiin olevan  $F=1,367$ . Kuvassa 9.5 on esitetty poikkileikkauksen leikkausmuodonmuutokset laskennan päättyessä. Liukupinta muodostuu samalle puolelle pengertä, kuin lamellimenetelmälläkin ja hakeutuu odotetusti sivuojan pohjalle. Kokonaisvarmuus on myös hyvin linjassa lamellimenetelmällä laskettujen kokonaisvarmuuksien kanssa.





Kuva 9.5 Leikkausmuodonmuutokset  $c'$ - $\phi'$ -menetelmällä penkereen sortuessa. Kokonaisvarmuus  $F=1,367$ .

$S_u$ -menetelmällä tehtiin vastaava laskenta. Tällöin kokonaisvarmuuden todettiin olevan  $F=1,411$ , mikä on täsmälleen sama tulos, kuin lamellimenetelmällä GLE-metodilla. Suljettua leikkauslujuutta käyttäen saatiin siis noin 3 % suurempi kokonaisvarmuus kuin tehokkailla lujuusparametreilla. Kuvassa 9.6 on esitetty poikkileikkauksessa tapahtuvat muodonmuutokset. Vaarallisin liukupinta muodostuu selvästi penkereen oikealle puolelle. Lamellimenetelmällä vaarallisimmat liukupinnat suuntautuivat penkereen vasemmalle puolelle. Tosin kokonaisvarmuuksien eron todettiin olevan erittäin pieni.



Kuva 9.6 Poikkileikkauksen muodonmuutokset  $S_u$ -menetelmällä. Kokonaisvarmuus  $F=1,411$ .

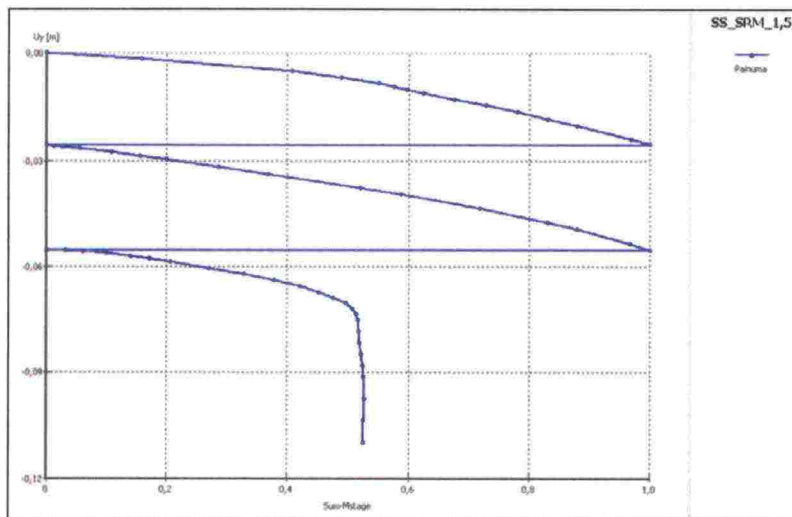
### 9.2.2 SRM-laskenta manuaalisesti Soft Soil -mallilla

Soft Soil -materiaalimallilla laskettiin kokonaisvarmuutta käyttäen murtotilan lujuusparametreja. Lujuusparametrit on esitetty taulukossa 9.3. Häiriintymättömät näytteet otettiin penkereen alta ja 15 metriä penkereen vasemmalta puolelta. Pengerluiskan alapuolella käytetyt lujuusparametrit on arvioitu mitattujen parametrien perusteella.

Taulukko 9.3 Laskelmissa käytetyt murtotilan lujuusparametrit.

	Ylempi maakerros		Alempi maakerros	
	$\phi[^{\circ}]$	$c[kPa]$	$\phi[^{\circ}]$	$c[kPa]$
penkereen alla	38	0	35	2
luiskan alla	36	1	33	2
penkereen sivulla	34	4	32	3

Soft Soil -mallilla ei pystytä Plaxis-ohjelmalla tekemään automaattista lujuuden pienentämistä. Näin ollen lujuuden pienentäminen tehtiin manuaalisesti heikompia maakerroksia luomalla. M-parametri oli tässä laskennassa määritetty aluksi lepopainekertoimen mukaan. Laskentavaiheita oli kolme. Ensimmäisessä vaiheessa aktivoitiin 40 kPa junakuorma. Toisessa vaiheessa pienennettiin lujuusparametreja  $\tan\phi'$  ja  $c'$  kertoimella 1,40 ja kolmannessa vaiheessa kertoimella 1,50. Laskentavaiheiden mukainen painumakuvaaja on esitetty kuvassa 9.7. Kuvaajasta on nähtävissä, että penger sortuu, kun lujuusparametreja pienennetään kertoimesta 1,40 kertoimeen 1,50.



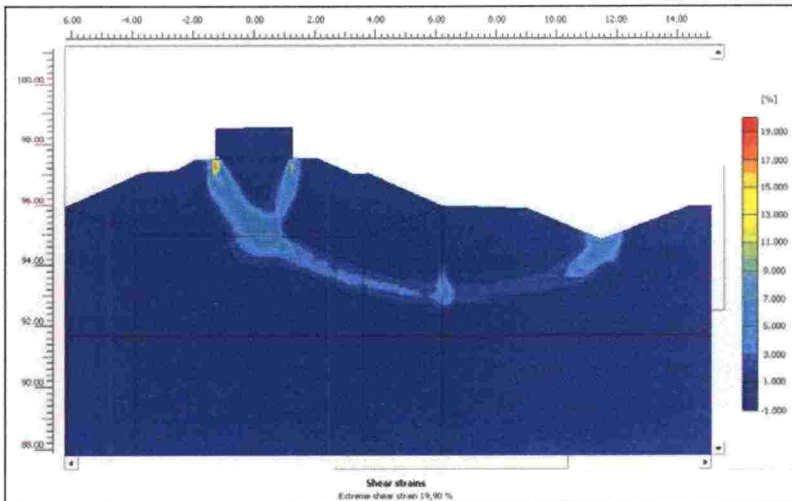
Kuva 9.7 Penkereen painuma eri laskentavaiheissa.

Kokonaisvarmuus voidaan laskea Sum-Mstage arvon perusteella. Sortuma tapahtuu, kun Sum-Mstage arvo on 0,52, eli kun heikentämisestä on toteutettu 52 %. Näin ollen kokonaisvarmuus on suunnilleen 1,40- ja 1,50-kertoimen puolivälissä eli  $F \approx 1,45$ . Kokonaisvarmuus voidaan laskea tarkasti yhtälön 9.1 mukaisesti.

$$F_{kok} = 1,40 + ((1,50 - 1,40) \times 0,52) = 1,452 \quad (9.1)$$

Laskelmat suoritettiin SS-mallilla myös menetelmällä, jossa M-parametri sovitettiin vastaamaan kitkakulmaa. Tällöin M-parametrin arvo oli alkuperäiseen nähden selvästi pienempi. Kokonaisvarmuuden todettiin näillä parametreilla olevan  $F=1,253$ , mikä on noin 14 % pienempi tulos kuin lepopaine kertoimen mukaan sovitetulla M-parametrilla laskettu. Tulos on hyvin samankaltainen, kuin aiemmissakin laskentatapauksissa. Kokonaisvarmuuksien ero selittyy tässäkin tapauksessa myötöpinnan muodolla. M-parametrin pienentäminen pienentää elliptisen myötöpinnan korkeutta ja tätä kautta murtotila saavutetaan pienemmällä kuormitustasolla.

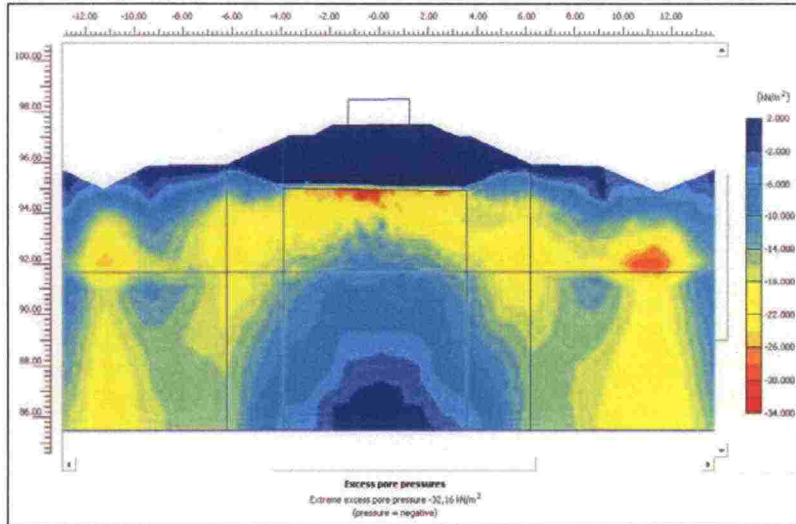
Kuvassa 9.8 on esitetty maan leikkausmuodonmuutokset sortumatilanteessa. Muodostuva ”liukupinta” on hyvin samanlainen, kuin Mohr-Coulomb-mallilla suoritettussa SRM-laskennassa. M-parametrin sovituksella ei ollut havaittavaa vaikutusta liukupinnan sijaintiin.



Kuva 9.8 Laskentapoikkileikkauksen leikkausmuodonmuutokset sortumatilanteessa.

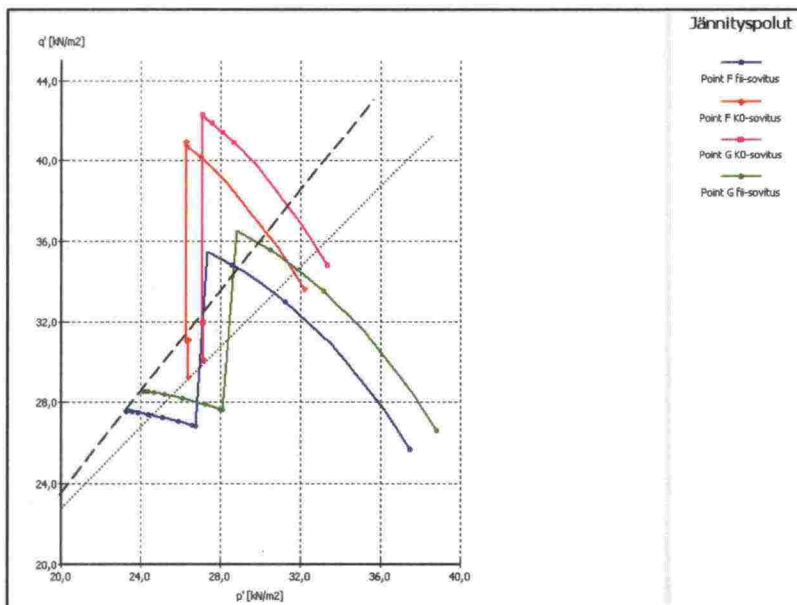
Kuvassa 9.9 on esitetty pohjamaassa muodostuva huokosveden ylipaine. 40 kPa junakuormalla huokosveden ylipaineen suurin arvo 32 kPa. Suurin arvo on siis noin 80 % kuormituksen kasvusta. Ylipaine on suurimmillaan heti penkereen alapuolella. Huomionarvoista on kuitenkin ylipaineen laaja-alainen jakautuminen ja kasvaminen penkereen sortumaliikkeen vaikutuksesta. Yhteys on havaittavissa, kun verrattaessa ylipainetta kuvassa 9.8 esitettyyn leikkausmuodonmuutokseen. Ylipaine kasvaa huomattavasti koko liukupinnan matkalla. Esimerkiksi penkereen oikealla puolella 4...7 metriä keskilinjasta huokosveden ylipaine on sortumatilanteessa jopa 18...24 kPa.





Kuva 9.9 Huokosveden ylipaine sortumatilanteessa Soft Soil -mallilla.

Kuvassa 9.10 on esitetty jännityspolut kahdesta pisteestä penkereen alta sekä lepopainekertoimen että kitkakulman mukaan sovitetulla M-parametrilla laskettaessa. Ylemmät punaisen sävyillä esitetyt jännityspolut kuvaavat lepopainekertoimen mukaan sovitetulla M-parametrilla tehtyä laskentaa ja alemmat sininen ja vihreä kitkakulman mukaista laskentaa. Kuvaan on myös luonnosteltu laskentojen murtosuorat laskennan loppuvaiheessa. Kuten kuvasta 9.10 on nähtävissä, kulkevat jännityspolut selvästi loivemmassa kulmassa, kun M-parametri on sovitettu kitkakulman mukaan ja murtosuora saavutetaan pienemmällä jännitystasolla. Kitkakulman mukaan sovitetulla M-parametri tehdyn laskennan voidaan olettaa kuvaavan paremmin maan todellista käyttäytymistä.

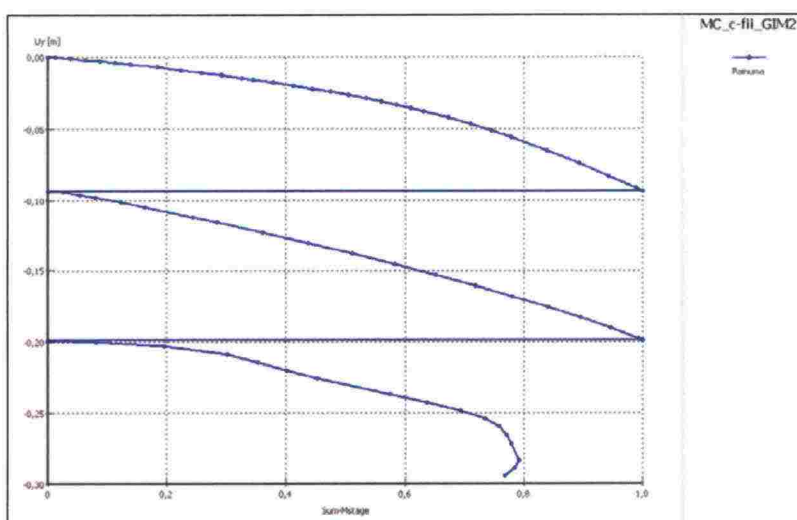


Kuva 9.10 Jännityspolut ja viitteelliset murtosuorat SS-mallilla SRM-menetelmällä.

### 9.3 FEM-laskenta GIM2-menetelmällä

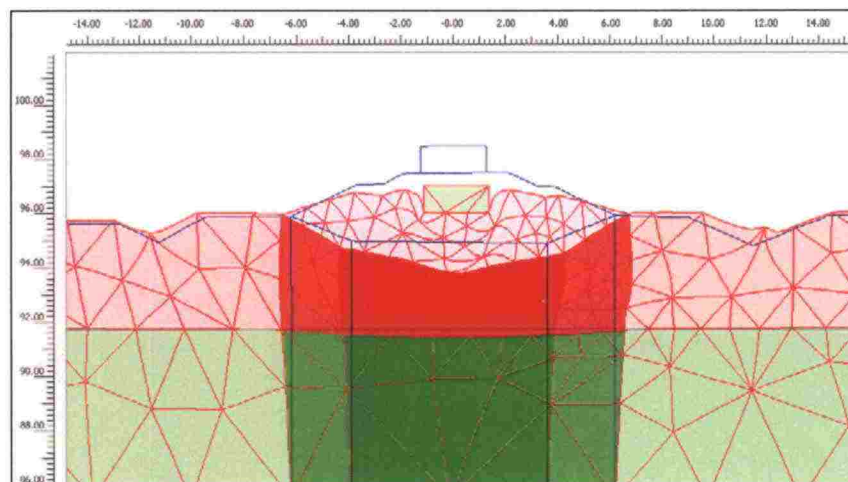
#### 9.3.1 GIM2-laskenta Mohr-coulomb-mallilla

Ensimmäisenä laskentavaiheena aktivoitiin 40 kPa junakuorma. Tämän jälkeen juna-kuormaa ja penkereen tilavuuspainoa kasvatettiin, kunnes penger sortui. Ensimmäinen kuormitus oli 1,30-kertainen ja toinen kuormitus 1,40-kertainen alkuperäiseen nähden. Kuvassa 9.11 on esitetty laskennan painumakuvaaja, jossa näkyvät junakuorman aktivoinnista, tilavuuspainon 1,30-kertaistamisesta ja 1,40-kertaistamisesta seuranneet painumat. Kuvaajasta nähdään, että penger sortui, kun viimeisestä laskentavaiheesta oli suoritettu hieman alle 80 %. Kokonaisvarmuuden todettiin olevan  $F=1,379$ , mikä vastaa erittäin hyvin MC-mallilla SRM-menetelmällä saatua kokonaisvarmuutta sekä lamelli-menetelmällä saatuja laskentatuloksia.



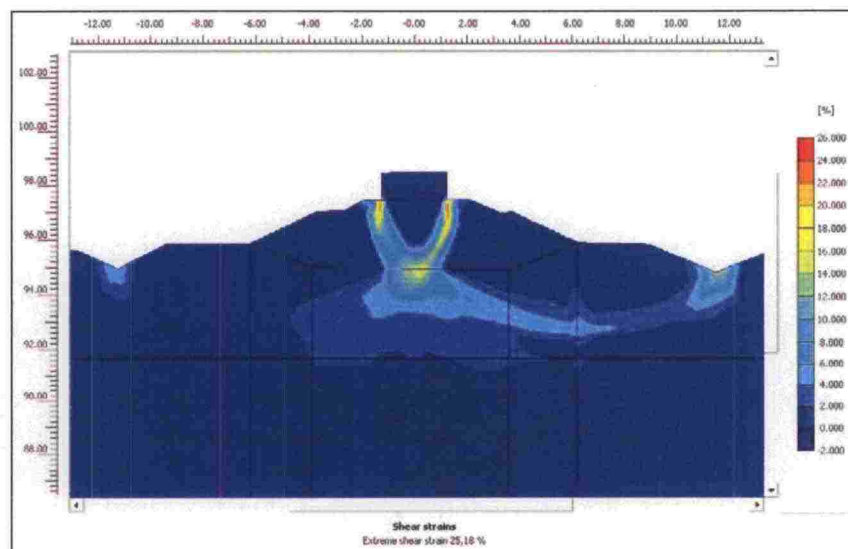
Kuva 9.11 Penkereen painuma GIM2-menetelmällä eri laskentavaiheissa. Kokonaisvarmuus  $F=1,379$ .

Kuvassa 9.12 on esitetty poikkileikkauksen deformaatiot 5-kertaiseksi suurennettuna. Geometrian alkuperäinen sijainti on esitetty tummansinisellä viivalla. Kuvasta nähdään, että muodonmuutokset keskittyvät pohjamaassa hyvinkin tasaisesti penkereen molemmille puolille. Penkereen muodonmuutokset ovat melko suuret suuren juna-kuorman leikkautuessa penkereen sisään. Tämä on nähtävissä myös kuvasta 9.13, jossa on esitetty poikkileikkauksen leikkausmuodonmuutokset laskennan lopussa.



Kuva 9.12 Deformoitunut poikkileikkaus. Muodonmuutokset on esitetty 5-kertaisina.

Kuvassa 9.13 on nähtävissä liukupinnan kehittyminen. Vaarallisin liukupinta kehittyi tässäkin tapauksessa penkereen oikealle puolelle. Muodonmuutokset ovat hieman laajalaisempia, kuin MC-mallilla tehdyssä SRM-laskennassa kuvassa 9.5. Lisäksi liukupinta kulkee aavistuksen syvemmältä.



Kuva 9.13 Leikkausmuodonmuutokset GIM2-menetelmällä, kun penkereen tilavuuspaino ja junakuorma on pyritty kasvattamaan 1,50-kertaiseksi.

### 9.3.2 GIM2-laskenta suljetulla leikkauslujuudella

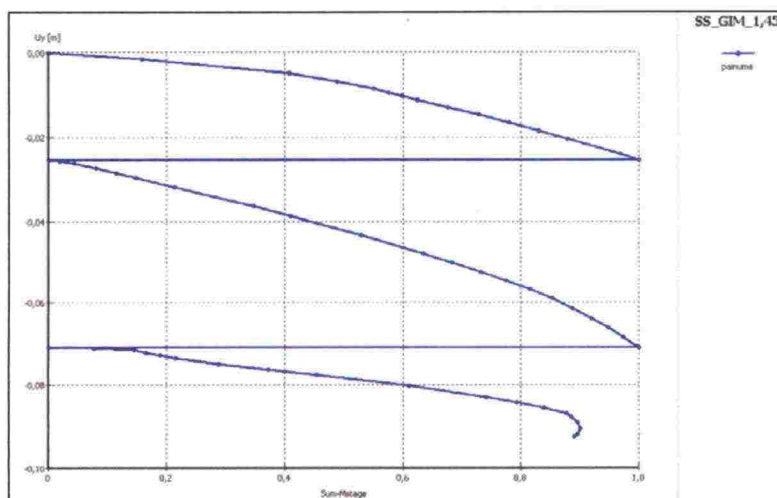
Suljetulla leikkauslujuudella laskettaessa aktivoitiin aluksi junakuorma. Tämän jälkeen junakuorma ja penkereen tilavuuspaino 1,40-kertaistettiin. Kolmannessa vaiheessa painoa pyrittiin kasvattamaan 1,40-kertaisesta 1,50-kertaiseksi. Tässä laskentavaiheessa penger sortui. Penger sortui, kun viimeisestä vaiheesta oli aktivoitu noin 39 %. Kokonaisvarmuuden todettiin olevan  $F=1,438$ , mikä vastaa hyvin SRM- ja lamellimenetelmillä saatuja kokonaisvarmuuksia. Poikkileikkauksen muodonmuutokset ja



vaarallisin liukupinta olivat hyvin samanlaiset, kuin aiemmin SRM-menetelmällä kuvassa 9.6 esitetyt.

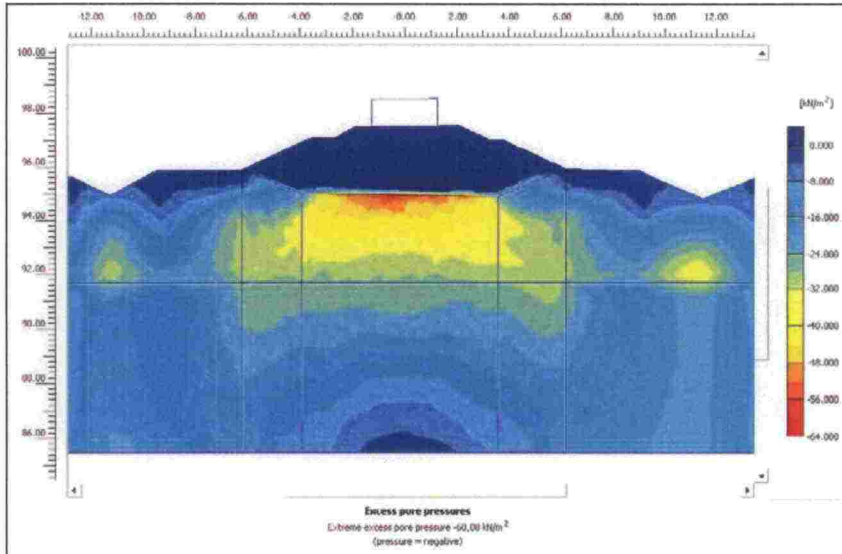
### 9.3.3 GIM2-laskenta Soft Soil -mallilla

GIM2-menetelmässä kasvatettiin junakuormaa ja penkereen tilavuuspainoa murtotilan lujuusparametreja käyttäen. Ensimmäisessä kuormitusvaiheessa aktivoitiin 40 kPa juna-kuorma. Toisessa kuormitusvaiheessa junakuorma ja penkereen tilavuuspaino 1,40-kertaistettiin ja viimeisessä vaiheessa kasvatettiin 1,45-kertaiseksi alkuperäiseen nähden. M-parametri oli aluksi sovitettu lepopainekertoimen mukaan. Kuvasta 9.14 voidaan nähdä, että penger sortui viimeisessä laskentavaiheessa, kun kuormituksesta oli aktivoitu noin 89 %. Kokonaisvarmuuden todettiin olevan  $F = 1,445$ .



Kuva 9.14 Penkereen painuma GIM2-menetelmällä SS-mallilla.

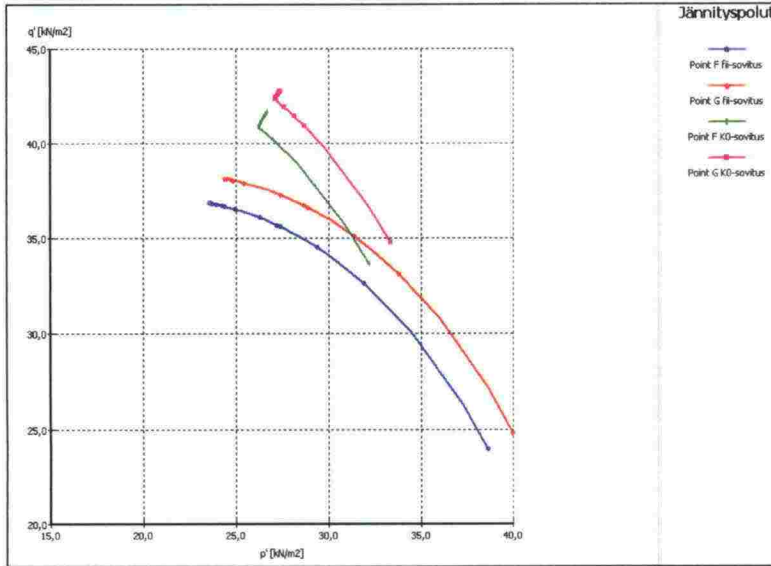
Kuvassa 9.15 on esitetty huokosveden ylipaine sortumatilanteessa. Ylipaineen suurin arvo 60,0 kPa on selvästi isompi kuin SRM-menetelmällä laskemalla saatu. Tämä johtuu siitä, että pohjamaan yläpuolinen kuormitus on tässä tapauksessa huomattavasti isompi. Kun huomioidaan junakuorma, junakuorman kasvatus ja penkereen tilavuuspainon kasvatus, kasvaa pohjamaahan kohdistuva kuormitus noin 50 kPa:sta noin 130 kPa:in. Näin ollen huokosveden ylipaine kasvaa 60,0 kPa pohjamaahan kohdistuvan kuormituksen kasvaessa 80 kPa. Prosentuaalisesti ylipaineen kasvu on noin 75 % kuormituksen kasvusta, mikä on suurin piirtein saman verran kuin SRM-menetelmällä.



Kuva 9.15 Huokosveden ylipaine pohjamaassa laskennan lopussa GIM2-menetelmällä SS-mallilla.

Laskelma suoritettiin myös kitkakulman mukaan sovitetulla M-parametrilla, jolloin myötöpinnan muoto vastaa todennäköisesti paremmin todellisuutta. Tällöin kokonaisvarmuudeksi saatiin  $F=1,268$ , mikä vastaa hyvin SS-mallilla SRM-menetelmällä saatua kokonaisvarmuutta. M-parametrin sovittamisella on selvästi ilmeinen ja merkittävä vaikutus kokonaisvarmuuteen. Tässäkin tapauksessa kokonaisvarmuus pieneni noin 14 % lepopaine kertoimen mukaan sovitetulla M-parametrilla suoritettuihin laskelmiin verrattuna.

Kuvassa 9.16 on esitetty jännityspolut kahdesta pisteestä penkereen alta sekä lepopaine kertoimen että kitkakulman mukaan sovitetulla M-parametrilla laskettaessa. Ylemmät jännityspolut kuvaavat lepopaine kertoimen mukaan sovitetulla M-parametrilla tehtyä laskentaa ja alemmat kitkakulman mukaista laskentaa. Kuten kuvasta 9.16 on nähtävissä, kulkevat jännityspolut selvästi loivemmassa kulmassa, kun M-parametri on sovitettu kitkakulman mukaan ja murtosuora saavutetaan näin pienemmällä jännitystasolla.



Kuva 9.16 Jännityspotut penkereen alla SS-mallilla GIM2-laskennassa.

Jännityspotut simuloivat melko hyvin tilannetta, jossa penger kuormitettaisiin murto-tilaan, sillä GIM2-menetelmässä ei SRM-menetelmän tavoin ole lujuuden pienentämisestä johtuvia ”portaita”, kuten kuvassa 9.10 on nähtävissä. Kokonaisvarmuus on kuitenkin sekä SRM- että GIM2-laskelmissa ollut käytännössä sama.

#### 9.4 Yhteenveto Tampere–Seinäjoki

Taulukossa 9.4 on esitetty lamellimenetelmällä laskettujen kokonaisvarmuuksien keskiarvot sekä tehokkailla parametreilla että suljetulla leikkauslujuudella. Keskiarvot on laskettu laskelmista, joissa on käytetty huokospainerajan mukaisia lujuusparametreja.  $c'$ - $\phi'$ -menetelmän yhteydessä on käytetty vapaata liukupintaa ja suljetulla leikkauslujuudella laskettaessa ympyräliukupintaa.

Taulukko 9.4 LEM-laskennan kokonaisvarmuuksien keskiarvot.

LEM	LEM
$c'$ - $\phi'$	Su
1,42	1,43

Tehokkailla parametreilla saatiin vapaata liukupintaa käyttäen keskimäärin 15 % pienempiä kokonaisvarmuuksia, kuin RHK:n julkaisussa A 10/2006 esitetty  $F=1,683$ . Suljetulla leikkauslujuudella lasketut kokonaisvarmuudet poikkeavat alkuperäisestä vain hieman, ollen keskimäärin noin 4 % pienempiä, kuin RHK:n julkaisussa esitetty kokonaisvarmuus  $F=1,496$ .  $c'$ - $\phi'$ -menetelmän osalta erot ovat pitkälti selitettävissä liukupinnan optimoinnista ja laskentametoodeista johtuvilla eroilla. Ympyräliukupintaa käyttäen saatiin Bishopin- ja GLE-metoodeilla tässä tutkimuksessa lähes samat kokonaisvarmuudet, kuin RHK:n julkaisussa on esitetty.

Taulukossa 9.5 on esitetty elementtimenetelmällä Mohr-Coulomb-materiaalimallilla lasketut kokonaisvarmuudet. Laskelmissa on käytetty huokospainerajan mukaisia lujuusparametreja.  $c'$ - $\phi'$ -menetelmällä saatiin pienemmät kokonaisvarmuudet, kuin



suljetulla leikkauslujuudella. Menetelmien ero oli 3...4 %. Suljetulla leikkauslujuudella saatiin hyvin yhteneviä tuloksia lamellimenetelmän suhteen.  $c'-\phi'$  -menetelmällä kokonaisvarmuudet olivat lamellimenetelmään verrattuna hieman pienempiä. SRM- ja GIM2-menetelmien väliset kokonaisvarmuudet olivat lähellä toisiaan.

*Taulukko 9.5 FEM-laskennan kokonaisvarmuudet Mohr-Coulomb-mallilla, huokospainerajan mukaisilla lujuusparametreilla ja Su-menetelmällä.*

Materiaalimalli:	MC	MC
Menetelmä:	$c-\phi$	Su
SRM	1,37	1,41
GIM2	1,38	1,44

Soft Soil -materiaalimallilla lasketut kokonaisvarmuudet on esitetty taulukossa 9.6. Laskelmat tehtiin käyttäen murtotilan mukaisia lujuusparametreja. Soft Soil -mallilla saatiin noin 5 % suurempia kokonaisvarmuuksia MC-malliin verrattuna, kun M-parametri sovitettiin lepopaine kertoimen mukaan. Ero johtuu todennäköisesti siitä että huokospainerajan mukaisten ja murtotilan lujuusparametrien ero oli kohteen pohjamaassa huomattavan suuri, kitkakulman osalta jopa 10 astetta. Kitkakulman mukaan sovitetulla M-parametrilla lasketut kokonaisvarmuudet ovat selvästi pienemmät, kuin millään muulla menetelmällä saadut tulokset. Tulos on linjassa edellisten poikki-leikkausten laskentatulosten kanssa. SRM- ja GIM2-menetelmien välillä ei SS-mallilla-kaan ollut mainittavaa eroa.

*Taulukko 9.6 FEM-laskennan kokonaisvarmuudet Soft Soil -mallilla murtotilan lujuusparametreilla.*

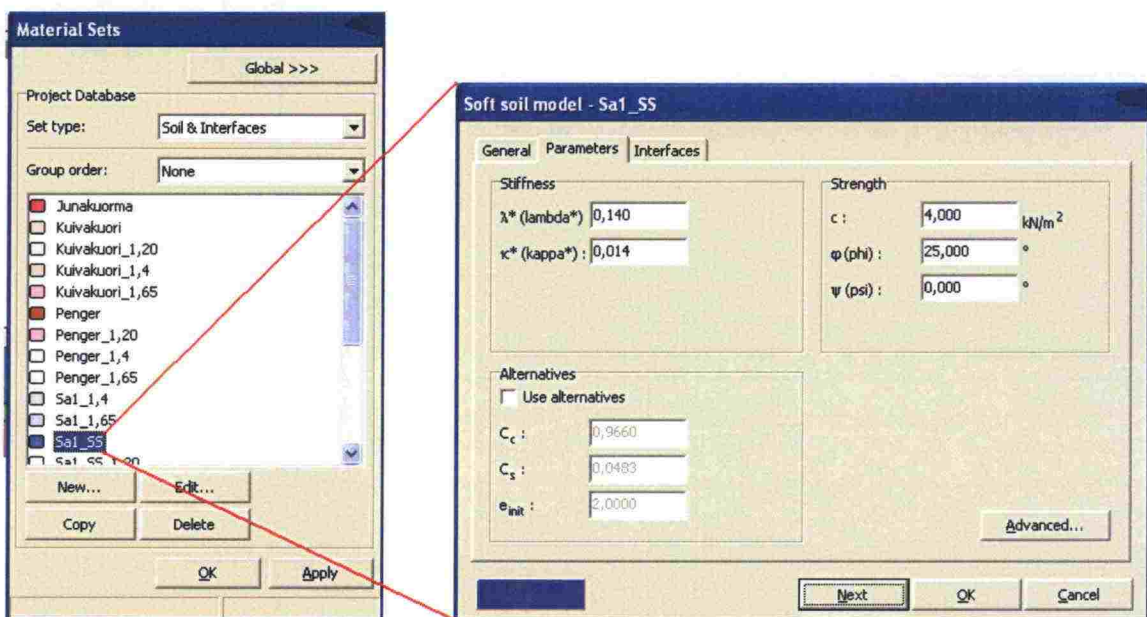
Materiaalimalli:	Soft Soil	Soft Soil
$c'-\phi'$ -menetelmä	M-param. $K_0$ :n mukaan	M-param. kitkakulman mukaan
SRM	1,45	1,25
GIM2	1,44	1,27

## 10 FEM-LASKENNAN SUORITTAMINEN PLAXIS-OHJELMALLA

Tässä kappaleessa on käyty läpi ehdotus stabiliteettilaskennan suorittamisesta Plaxis-ohjelmalla Soft Soil -materiaalimallilla käyttäen manuaalisesti tehtävää lujuuden pienentämistä. Lopussa on lyhyesti esitetty myös GIM2-menetelmällä tehtävään laskentaan liittyvät toimenpiteet. Kyseessä ei ole virallinen laskentaohje, vaan tämän tutkimuksen pohjalta laadittu suositus laskennan suoritustavasta. Selostuksen pääpaino on manuaalisen SRM-menetelmän erityispiirteissä. Perustietoa ohjelman käytöstä saa lähteistä /19/ ja /21/.

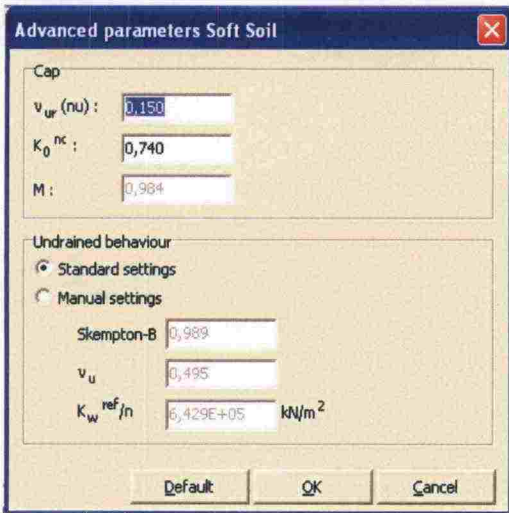
Ensimmäinen vaihe on luonnollisesti mallin geometrian luominen. Geometria kannattaa mallintaa niin tarkasti kuin mahdollista, sillä jo pienilläkin geometrian vääristymisillä voi olla suuri vaikutus stabiliteettilaskennan tulokseen.

Toinen vaihe on materiaalikirjaston luonti. Kuvassa 10.1 on esitetty osa Turku-Uusikaupunki-poikkileikkauksen SRM-laskelmassa käytetystä parametrikirjastosta sekä ylimmän savikerroksen parametrivälilehti. Maamateriaalien perässä näkyvät numero-sarjat kuvaavat kertoimia, joilla materiaalin lujuutta on pienennetty. Kuvan 10.1 oikeassa puoliskossa on nähtävissä, että maakerroksen  $\lambda^*/\kappa^*$  -suhteena on käytetty lukua kymmenen (10). Lujuusparametreina käytetään murtotilan lujuusparametreja.



Kuva 10.1 Plaxis-ohjelman materiaalikirjasto ja maamateriaalin parametrivälilehti.

Parametrivälilehdeltä "Advanced" painikkeen takaa löytyy kuvassa 10.2 esitetty välilehti, jolla voidaan lepopaine kertoimen  $K_0^{nc}$  avulla määrittää haluttu M-parametri. Myötöpinnan korkeuden määrittävän M-parametrin arvo tulisi määrittää siten, että se vastaa kussakin maamateriaalissa käytettyä kitkakulmaa. Kitkakulman ja M-parametrin yhteys on esitetty yhtälössä 5.24.



Kuva 10.2 Parametrivälilehden "Advanced"-valikko SS-mallissa.

Parametrien määrittämisen nopeuttamiseksi on taulukossa 10.1 esitetty yhteys kitkakulman, M-parametrin ja lepopaine kertoimen välille eri kitkakulman arvoilla. Tässä tapauksessa maamateriaalin murtotilan mukainen kitkakulma on kuvassa 10.1 esitetty  $\varphi=25^\circ$ , jota vastaava  $K_0$ -arvo taulukossa 10.1 on 0,720. Tämä arvo "Advanced"-välilehdelle syöttämällä saadaan M-parametrin arvoksi haluttu 0,984, mikä vastaa kyseistä kitkakulman arvoa.

Taulukko 10.1 Kitkakulman, M-parametrin ja maanpaine kertoimen yhteydet.

$\varphi$	M	$K_0$	$\varphi$	M	$K_0$
15	0,567	0,869	27	1,070	0,689
16	0,607	0,855	28	1,113	0,674
17	0,648	0,840	29	1,157	0,658
18	0,689	0,825	30	1,200	0,643
19	0,730	0,811	31	1,244	0,627
20	0,772	0,796	32	1,287	0,612
21	0,814	0,781	33	1,331	0,596
22	0,856	0,766	34	1,375	0,580
23	0,898	0,751	35	1,418	0,565
24	0,941	0,735	36	1,462	0,549
25	0,984	0,720	37	1,506	0,534
26	1,027	0,705	38	1,549	0,518

Kun materiaalikirjastoon on saatu ensin luotua alkutilannetta vastaavat maamateriaalit, tulee seuraavaksi luoda sopivia lujuudenpienentämisportaita vastaavat maamateriaalit. Tarkin laskentatuloks saadaan kun lujuudenpienentämisportaat on valittu siten, että lujuudenpienentämiskertoimet ovat lähellä toisiaan niin, että penger sortuu näiden portaiden välissä. Esimerkiksi lujuutta pienennetään ensin kertoimella 1,40, jonka penger kestää. Tämän jälkeen lujuutta pienennetään kertoimeen 1,50, jolloin penger sortuu. Vaikeutena on tietenkin se tosiasia, että kokonaisvarmuus ei kyseisellä menetelmällä ole etukäteen tiedossa. Tässä työssä esitettyjen laskentatulosten perusteella ensimmäiseksi lujuudenpienennyskertoimeksi voidaan valita jonkin verran



suljetulla leikkauslujuudella saatua kokonaisvarmuutta pienempi kerroin. Kuvassa 10.3 on esitetty kuvien 10.1–10.2 maamateriaali heikennettynä kertoimella 1,40. Alkuperäiseen maamateriaaliin nähden muutoksia pitää tehdä kitkakulman, koheesion ja M-parametrin arvoihin.

**Soft soil model - Sa1\_1.4**

General Parameters Interfaces

Stiffness

$\lambda^*$  (lambda\*): 0,140

$\kappa^*$  (kappa\*): 0,014

Strength

c: 2,860 kN/m<sup>2</sup>

$\phi$  (phi): 18,420 °

$\psi$  (psi): 0,000 °

Alternatives

☐ Use alternatives

$C_c$ : 0,9660

$C_s$ : 0,0483

$e_{init}$ : 2,0000

Advanced...

Next OK Cancel

**Advanced parameters Soft Soil**

Cap

$v_{ur}$  (nu): 0,150

$K_0^{nc}$ : 0,900

M: 0,706

Undrained behaviour

☒ Standard settings

☐ Manual settings

Skempton-B: 0,969

$v_u$ : 0,495

$K_w^{ref}/n$ : 6,429E+05 kN/m<sup>2</sup>

Default OK Cancel

Kuva 10.3 Kertoimella 1,40 pienennetty maamateriaali. Huomaa muutos myös  $K_0/M$ -parametreissa.

Lujuusparametreja muunnettaessa tulee huomata, että siinä missä koheesio voidaan jakaa suoraan valitulla kertoimella, tulee kitkakulman suhteen jako suorittaa  $\tan\phi$ -arvolle eikä pelkälle  $\phi$ -arvolle. Taulukkoon 10.2 on laskettu valmiiksi kitkakulman arvoja erilaisilla pienennyskertoimilla muunnettuna.

Koska erilajuisten maamateriaalien luominen on suhteellisen työlästä, kannattaa stabiliteettilaskenta suorittaa ensimmäisen kerran jo tässä vaiheessa. Mikäli pinger kestää kuormituksen näillä lujuusarvoilla, tehdään seuraavaksi hieman heikommät maakerrokset ja toisinpäin. Ensimmäisestä laskennasta saatavasta painumakuvaajasta voidaan myös alustavasti päätellä penkereen kokonaisvarmuutta, sillä lähellä murtotilaa painumat alkavat kasvaa voimakkaasti.

Ennen ensimmäistä stabiliteettilaskentaa tehdään rutiininomaiset toimenpiteet, kuten luodaan elementtiverkko, määritetään pohjavedenpinta, lasketaan huokosvedenpaine alkutilanteessa sekä lasketaan alkujännitystila. Alkujännitystila lasketaan ilman junakuormaa. Junakuorma aktivoidaan vasta ensimmäisessä laskentavaiheessa.

Taulukko 10.2 Kitkakulman muunnoksia erilaisilla pienennyskertoimilla.

	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00
12	11,44	10,94	10,47	10,04	9,65	9,29	8,95	8,63	8,34	8,07	7,57	7,13	6,73	6,38	6,07
13	12,40	11,85	11,35	10,89	10,46	10,07	9,70	9,36	9,05	8,75	8,21	7,73	7,31	6,93	6,58
14	13,36	12,77	12,23	11,74	11,28	10,86	10,46	10,10	9,76	9,44	8,86	8,34	7,89	7,48	7,11
15	14,32	13,69	13,12	12,59	12,10	11,65	11,23	10,83	10,47	10,13	9,51	8,96	8,47	8,03	7,63
16	15,27	14,61	14,00	13,44	12,92	12,44	11,99	11,58	11,19	10,82	10,16	9,57	9,05	8,58	8,16
17	16,23	15,53	14,89	14,29	13,74	13,23	12,76	12,32	11,91	11,52	10,82	10,20	9,64	9,14	8,69
18	17,19	16,46	15,78	15,15	14,57	14,03	13,53	13,07	12,63	12,22	11,48	10,82	10,23	9,70	9,23
19	18,16	17,38	16,67	16,01	15,40	14,84	14,31	13,82	13,36	12,93	12,15	11,45	10,83	10,27	9,77
20	19,12	18,31	17,56	16,87	16,23	15,64	15,09	14,57	14,09	13,64	12,82	12,08	11,43	10,84	10,31
21	20,08	19,24	18,46	17,74	17,07	16,45	15,87	15,33	14,83	14,35	13,49	12,72	12,04	11,42	10,86
22	21,05	20,17	19,36	18,61	17,91	17,26	16,66	16,10	15,57	15,07	14,17	13,37	12,65	12,00	11,42
23	22,01	21,10	20,26	19,48	18,76	18,08	17,45	16,87	16,32	15,80	14,86	14,02	13,27	12,59	11,98
24	22,98	22,04	21,16	20,36	19,61	18,91	18,25	17,64	17,07	16,53	15,55	14,68	13,89	13,19	12,55
25	23,95	22,97	22,07	21,24	20,46	19,73	19,06	18,42	17,83	17,27	16,25	15,34	14,52	13,79	13,12
26	24,92	23,91	22,98	22,12	21,32	20,57	19,86	19,21	18,59	18,01	16,95	16,01	15,16	14,40	13,71
27	25,89	24,85	23,90	23,01	22,18	21,40	20,68	20,00	19,36	18,76	17,66	16,68	15,81	15,01	14,29
28	26,86	25,80	24,81	23,90	23,04	22,24	21,50	20,80	20,14	19,52	18,38	17,37	16,46	15,63	14,89
29	27,83	26,74	25,73	24,79	23,91	23,09	22,32	21,60	20,92	20,28	19,11	18,06	17,12	16,26	15,49
30	28,80	27,69	26,66	25,69	24,79	23,95	23,15	22,41	21,71	21,05	19,84	18,76	17,78	16,90	16,10
31	29,78	28,64	27,59	26,60	25,67	24,81	23,99	23,23	22,51	21,83	20,58	19,47	18,46	17,55	16,72
32	30,76	29,60	28,52	27,51	26,56	25,67	24,84	24,05	23,31	22,62	21,33	20,18	19,14	18,20	17,35
33	31,74	30,56	29,45	28,42	27,45	26,54	25,69	24,88	24,13	23,41	22,09	20,91	19,84	18,87	17,99
34	32,72	31,52	30,39	29,34	28,35	27,42	26,55	25,72	24,95	24,21	22,86	21,64	20,54	19,55	18,64
35	33,70	32,48	31,34	30,26	29,26	28,31	27,41	26,57	25,78	25,02	23,64	22,39	21,26	20,23	19,30
36	34,68	33,44	32,28	31,19	30,17	29,20	28,29	27,43	26,61	25,84	24,42	23,14	21,98	20,93	19,96
37	35,67	34,41	33,24	32,13	31,08	30,10	29,17	28,29	27,46	26,67	25,22	23,91	22,72	21,63	20,65
38	36,65	35,38	34,19	33,07	32,01	31,01	30,06	29,16	28,32	27,51	26,03	24,68	23,46	22,35	21,34
39	37,64	36,36	35,15	34,01	32,94	31,92	30,96	30,05	29,18	28,36	26,84	25,47	24,22	23,08	22,04
40	38,63	37,34	36,12	34,96	33,87	32,84	31,86	30,94	30,06	29,22	27,67	26,27	24,99	23,83	22,76

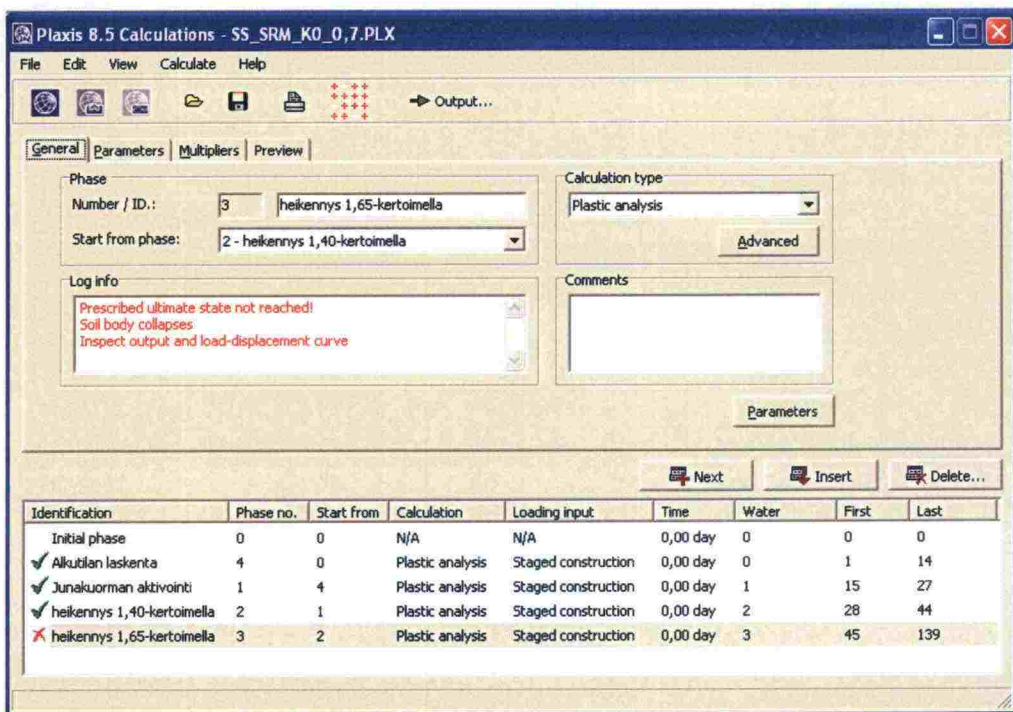
Itse laskenta muodostuu useasta laskentavaiheesta. Kuvassa 10.4 on esitetty laskenta, joka koostuu neljästä laskentavaiheesta. Kaikki laskentavaiheet voidaan suorittaa plastisena analyysinä (Plastic analysis) ja kuormitustapana käytetään Staged construction -kuormitustapaa. On syytä painottaa, että Soft Soil –materiaalimallin yhteydessä ei tule käyttää automaattista SRM-laskentaa eli Phi/c reduction -laskentaa. Ohjelma suorittaa kyseisen laskennan aina MC-materiaalimallilla ja näin ollen laskenta johtaa SS-mallin yhteydessä käytettynä liian suureen kokonaisvarmuuteen.

Suosittelavaa on suorittaa ensimmäisenä alkutilanlaskenta, joka suoritetaan plastisena analyysinä niin, että huokosylipaineen kehittymistä ei huomioida. Tällöin siis valitaan laskennan parametrivälilehdeltä ”Ignore undrained behaviour”. Mikäli penger on jyrkkä tai penkereen kokonaisvarmuus pieni, voi tämän laskentavaiheen suorittaminen olla hankalaa ohjelman ilmoittaessa penkereen sortuvan jo melko pienillä muodonmuutoksilla. Jos laskentavaihetta ei saada suoritettua, voidaan kokonaisvarmuutta yrittää laskea ilman kyseistä laskentavaihetta. Tällöin alkutilan jännitykset ovat periaatteessa hieman virheelliset. Alkutilan laskennan vaikutus lopputulokseen on

kuitenkin yleensä pieni. Tässä työssä laskentavaiheen suorittaminen on kasvattanut kokonaisvarmuutta 0...2 %, mikä saattaa selittyä jo pelkällä laskenta-asetusten muuttamisella.

Toisena vaiheena aktivoidaan junakuorma ja laskenta suoritetaan uudelleen. Tällöin huokosylipainetta alkaa kehittyä. Mikäli penkereen kokonaisvarmuus on yli yksi ( $F > 1,0$ ), junakuorman aktivointi sujuu ongelmitta. Menetelmällä ei käytännössä pystytä laskemaan tarkasti alle yhden kokonaisvarmuuksia, sillä laskenta keskeytyy automaattisesti tilanteeseen, jossa penger sortuu. Laskennallista kokonaisvarmuutta voidaan tällöin arvioida sen perusteella, kuinka suuren osan junakuorman aktivoinnista penger kesti sortumatta.

Kolmas laskentavaihe on maan lujuusparametrien pienentäminen. Kaikkia mallin lujuusparametreja pienennetään siten, että laskennan "Parameters" -välilehdeltä valitaan "Define", jolloin mallin maakerrokset päästään muuttamaan heikompiin, jo aiemmin luotuihin maakerroksiin. Mikäli penger kestää tämän laskentavaiheen, suoritetaan samanlainen laskenta entistä heikommilla maakerroksilla.



Kuva 10.4 Laskentaohjelman yleisvälilehti, jossa on listattu laskentavaiheet ja laskentatyypit.

Kuvassa 10.4 esitetystä laskennasta penger on sortunut 1,40- ja 1,65-heikennys-kertoimien välissä. Tarkkaan kokonaisvarmuuden määrittämiseen päästään Output-ohjelmassa valitsemalla "Calculation information" -välilehti. Kyseinen välilehti on esitetty kuvassa 10.5. Välilehdellä esitetty  $\Sigma$ stage-arvo määrittelee, kuinka suuri prosenttiosuus laskennasta saatiin suoritettua. Tässä tapauksessa osuus on tasan 78 %. Näin ollen kokonaisvarmuus voidaan laskea jo aiemmin tässä työssä esitetyn yhtälön mukaisesti



$$F_{kok} = Pk_{alku} + ((Pk_{loppu} - Pk_{alku}) \times SumMstage) \quad (10.1)$$

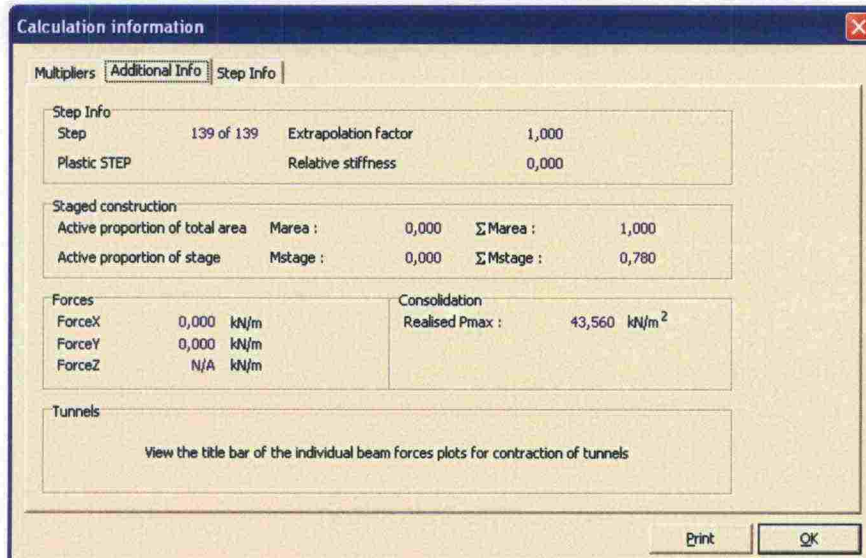
$$= 1,40 + ((1,65 - 1,40) \times 0,78) = 1,595$$

missä

$Pk_{alku}$  on lujuuden pienennyskerroin laskentavaiheen alussa

$Pk_{loppu}$  on lujuuden pienennyskerroin laskentavaiheen lopussa

$SumMstage$  on arvo, jolla penkereen sortuma tapahtuu



Kuva 10.5. Calculation information -välilehti. Laskentavaiheesta saatiin suoritettua 78 % ( $\Sigma Mstage = 0,780$ ).

GIM2-laskenta on hieman yksinkertaisempi toteuttaa. Laskennan kulku on muuten yhtenevä SRM-laskennan kanssa sillä erotuksella, että GIM2-laskennassa luodaan materiaalikirjastoon tilavuuspainoltaan vaihtelevia junakuormia ja penkereitä, joiden lujuusparametrit luonnollisesti pidetään muuttumattomina. Ensimmäiset laskentavaiheet ovat identtiset, mutta siinä missä SRM-menetelmässä vaihdettiin koko mallin maamateriaalit heikompiin, vaihdetaan GIM2-menetelmässä vain junakuorma ja penger tilavuuspainoltaan suurempiin. Huomiota tulee kiinnittää siihen, että molempien painoa kasvatetaan samassa suhteessa. Penkereen sorruttua kokonaisvarmuus määritetään kuten SRM-menetelmässä.

Laskennan päätyttyä voidaan Output-ohjelmassa tehdä laskentamenetelmästä riippumatta lukuisia analyttisiä tarkasteluja esimerkiksi huokosylipaineen kehittymisestä tai syntyneistä muodonmuutoksista. Tärkeintä on muodonmuutoksia analysoimalla varmistua siitä, että ”liukupinta” muodostuu halutulle alueelle, eikä esimerkiksi vain pengerluiskan pintaan. Lisäksi on hyvä varmistua siitä, että liukupintaa on täysin kehittynyt. Useimmiten laskenta jatkuu niin kauan, että suurimmat muodonmuutokset ovat vähintään kymmeniä senttejä tai metrejä ja suurimmat leikkausmuodonmuutoksen arvot kymmeniä tai jopa satoja prosentteja. Tällöin muodostuva liukupinta on selvästi nähtävissä ja analysoitavissa.

## 11 PÄÄTELMÄT

Laskelmia suoritettiin kahdella laskentaohjelmalla ja kolmella materiaaalimallilla. Mohr Coulomb- ja Soft Soil -materiaalimallien lisäksi käytettiin myös Modified Cam Clay -mallilla. Tutkimuksessa kuitenkin todettiin, että kyseinen malli ei toimi ainakaan Plaxis-ohjelmalla stabiliteettilaskennassa. Materiaalimalliin liittyvää problematiikkaa on käsitelty kappaleessa 5.3.2.

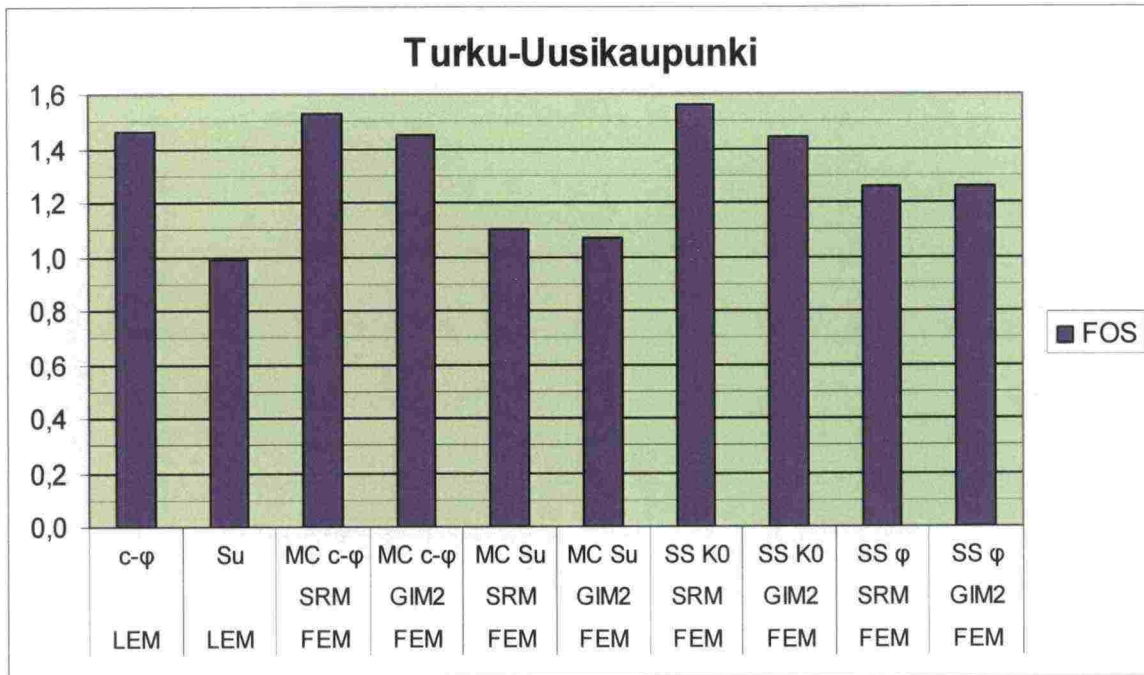
Junakuorman mallintamisessa päädyttiin mallintamaan junakuorma metrin korkuisena betonilaatikkona. Tähän ratkaisuun päädyttiin lähinnä mallintamisen yksinkertaisuuden johdosta. Junakuorma on mahdollista mallintaa myös ulkoisen kuorman ja palkki-elementin yhdistelmänä.

Kuvissa 11.1–11.3 on taulukoitu kaikista kolmesta poikkileikkauksesta lasketut, tämän tutkimuksen kannalta oleelliset kokonaisvarmuudet (FOS). Tulokset ovat samat, kuin poikkileikkauskohtaisissa yhteenvedoissa esitetyt. Taulukoissa käytettyjen laskentamenetelmien lyhenteet ovat

c-φ	=	Tehokkaat lujuusparametrit (vapaa liukupinta)
Su	=	Suljettu leikkauslujuus (ympyräliukupinta)
MC	=	Mohr-Coulomb -malli (huokospainerajan mukaiset lujuusparametrit)
SS K <sub>0</sub>	=	Soft Soil -malli, jossa M-parametri on sovitettu lepopaine kertoimen mukaan (murtotilan lujuusparametrit)
SS φ	=	Soft Soil -malli, jossa M-parametri on sovitettu kitkakulman mukaan (murtotilan lujuusparametrit)
SRM	=	Lujuuden pienennysmenetelmä
GIM2	=	Penkereen ja junakuorman painon kasvatusmenetelmä
LEM	=	GeoCalc-ohjelmalla lasketut kokonaisvarmuudet (lamellimenetelmä)
FEM	=	Plaxis-ohjelmalla lasketut kokonaisvarmuudet (elementtimenetelmä)

Kuvassa 11.1 on esitetty Turku–Uusikaupunki-poikkileikkauksesta lasketut oleelliset kokonaisvarmuudet. Tässä poikkileikkauksessa saatiin eri laskentamenetelmien välille selvästi suurin hajonta. Tulokset ryhmittäytyivät melko selvästi kolmeen ryhmään. Suljetulla leikkauslujuudella kokonaisvarmuudet olivat  $F=1,00 \dots 1,10$ . Hieman yllättäen elementtimenetelmällä saatiin suljetulla leikkauslujuudella hieman suurempia kokonaisvarmuuksia kuin lamellimenetelmällä. c'-φ'-menetelmällä huokospainerajan mukaisilla lujuusparametreilla kokonaisvarmuus oli  $F=1,45 \dots 1,55$ . Samoihin kokonaisvarmuuksiin päädyttiin Soft Soil -mallilla murtotilan parametreilla, kun M-parametri oli sovitettu lepopaine kertoimen mukaan. Omaksi ryhmäkseen näiden menetelmien väliin erottui Soft Soil -mallilla kitkakulman mukaisilla M-parametrin arvoilla lasketut laskelmat, joiden kokonaisvarmuus oli  $F=1,25$ .



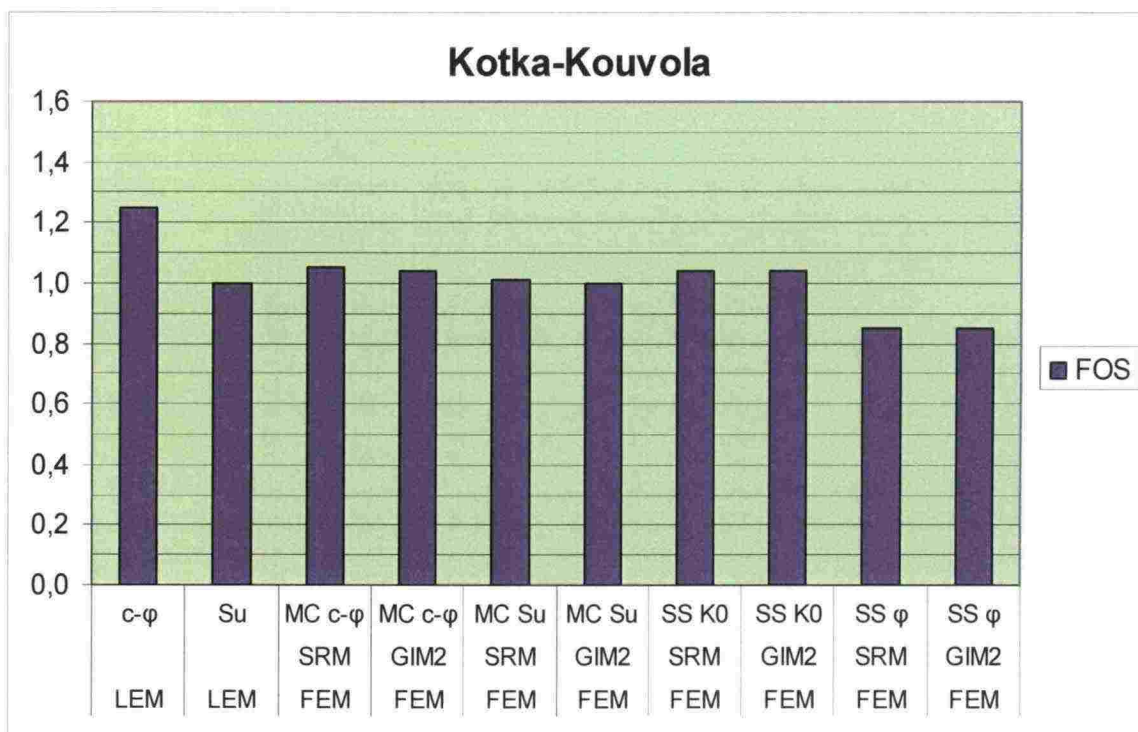


Kuva 11.1 Turku–Uusikaupunki-poikkileikkauksen oleelliset laskentatulokset.

Turku–Uusikaupunki-kohteessa tutkittiin myös Soft Soil -mallilla  $\lambda^*/\kappa^*$ -suhteen ja esikonsolidaatiojännityksen (POP) vaikutusta kokonaisvarmuuteen. Lisätutkimuksia on käsitelty tarkemmin kappaleissa 7.7.1–7.7.5. Jäykkyysparametrien  $\lambda^*$  ja  $\kappa^*$  suhteen todettiin vaikuttavan joitakin prosentteja siten, että pienemmän  $\kappa^*$ -arvon käyttö johti pienempään kokonaisvarmuuteen. Esikonsolidaatiojännityksen vaikutus on vähäinen, jos ylkonsolidoituminen kohdistuu vain penkereen sivuille. Penkereen alla esiintyvällä ylkonsolidaatiolla olisi selvä vaikutus penkereen kokonaisvarmuuteen ja se näin ollen tulee ehdottomasti ottaa laskennassa huomioon.

RHK:n toimeksiannosta oli kohteessa aiemmin mitattu huokosylipaineen kehittymistä junakuorman alla. Näitä mittaustuloksia verrattiin kohteesta laskettuihin huokosylipaineen arvoihin. Laskelmat suoritettiin Soft Soil -mallilla kitkakulman mukaan sovitettulla M-parametrilla. Lähellä penkereen alapintaa todettiin mitatun ja lasketun huokosylipaineen vastasivat hyvin toisiaan. Syvemmällä pohjamaassa mitattu ylipaine sen sijaan oli selvästi laskettua arvoa suurempi. Huokosylipainejakauman selvittämiseksi tulisi kuitenkin tehdä selvästi laajempi instrumentointi, jossa tutkittaisiin ylipaineen kehittymistä syvyysuunnan ohella myös horisontaalisessa suunnassa, sillä elementtimenetelmälaskelmissa huokosylipaineen kehittyminen on ollut merkittävää myös penkereen sivuilla.

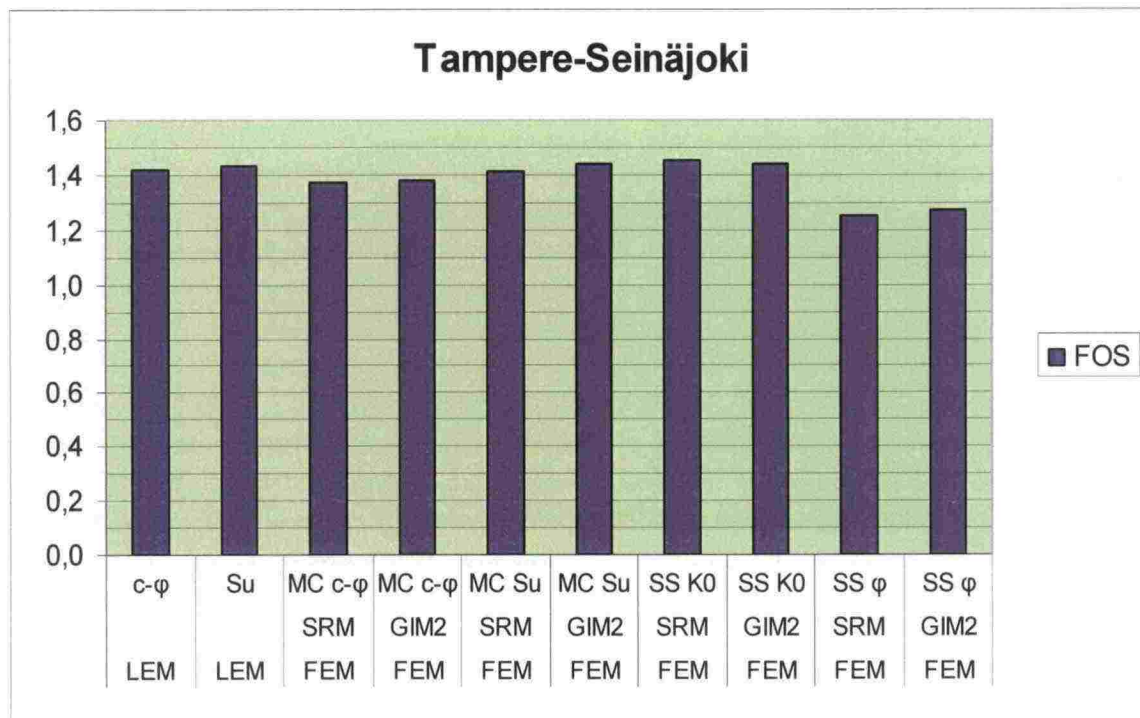




Kuva 11.2 Kotka-Kouvola-poikkileikkauksen oleelliset laskentatulokset.

Kuvassa 11.2 on esitetty Kotka-Kouvola-poikkileikkauksesta lasketut oleelliset kokonaisvarmuudet. Kotka-Kouvola-poikkileikkauksessa tuloksien hajonta oli Turku-Uusikaupunki-kohteeseen verrattuna pienempää. Selvästi muita suurempi kokonaisvarmuus  $F=1,25$  saatiin kuitenkin perinteisellä lamellimenetelmällä tehokkailla lujuusparametreilla. Suljetulla leikkauslujuudella ja elementtimenetelmällä kokonaisvarmuus oli kaikissa laskelmissa  $F=1,00...1,05$  lukuun ottamatta SS-mallilla kitkakulman mukaan sovitetulla M-parametrilla laskettuja tuloksia. Näiden laskelmien tarkkaa tulosta ei pystytty määrittämään, sillä pengeri sortui jo junakuormaa aktivoitaessa. Kokonaisvarmuus oli kuitenkin molemmissa laskelmissa luokkaa  $F=0,8...0,9$ , mikä on selvästi pienempi kuin muissa laskelmissa.

Kuvassa 11.3 on esitetty Tampere-Seinäjoki-kohteesta lasketut kokonaisvarmuudet. Kyseisessä poikkileikkauksessa tulosten hajonta oli varsin pientä. Mielenkiintoista on, että suljetulla leikkauslujuudella saatiin yhtä suuria tai jopa suurempia kokonaisvarmuuksia, kuin tehokkailla lujuusparametreilla. Tässäkin poikkileikkauksessa Soft Soil -mallilla kitkakulman mukaan sovitetulla M-parametrilla saatiin selvästi pienimmät kokonaisvarmuudet  $F \approx 1,25$ .



Kuva 11.3 Tampere-Seinäjoki-poikkileikkauksen oleelliset laskentatulokset.

Kaikkien kolmen poikkileikkauksen yhteydessä voidaan todeta, että perinteinen lamellimenetelmään ja tehokkaisiin lujuusparametreihin perustuva menetelmä soveltuu huonosti ratapenkereen stabiiliteetin laskentaan koheesiomailla. Tähän on syynä erityisesti huokosveden ylipaineen kehittyminen, jota ei kyseisellä menetelmällä pystytä realistisesti mallintamaan. Vapaata liukupintaa käytettäessä saadaan ympyräliukupintaan verrattuna selvästi pienempiä kokonaisvarmuuksia. Tämä johtuu siitä, että liukupinnat koukkaavat voimakkaasti huokosveden ylipaineen vaikutusalueelle, joka on epärealistisesti mallinnettu vain junakuorman alle. Jos ratapenger on korkea, liukupinta ei välttämättä pääse kulkemaan huokosveden ylipaineen vaikutusalueella lainkaan, jolloin kehittyvällä ylipaineella ei ole vaikutusta laskentatulokseen. Tällainen on tilanne esimerkiksi tutkitussa Kotka-Kouvola-poikkileikkauksessa.

Perinteisin ratapenkereen stabiiliteetin laskennassa käytetty, maan suljettuun leikkauslujuuteen perustuva menetelmä on varma ja yksinkertainen käyttää. Suljetulla leikkauslujuudella laskettaessa elementtimenetelmän käyttö ei käytännössä tuo lisäarvoa stabiiliteettilaskentaan. Tähänkin menetelmään kuitenkin sisältyy yksinkertaistuksia esimerkiksi saven isotropiasta, kuten kappaleessa 3.5 on esitetty. Maan suljetun leikkauslujuuden määrittäminen vaatii huolella tehtyjä siipikairauksia, jotka ovat varsin hitaita ja työläitä toteuttaa. Siipikairaukset ovat kuitenkin nopeampia ja halvempia suorittaa verrattuna  $c-\phi$ -menetelmän vaatimiin näytteenottoihin ja laboratorio-tutkimuksiin.

Elementtimenetelmällä Mohr-Coulomb-materiaalimallilla lasketut kokonaisvarmuudet vastasivat odotetusti varsin hyvin lamellimenetelmällä laskettuja kokonaisvarmuuksia. MC-mallilla saatiin huokospainerajan mukaisilla lujuusparametreilla hieman yllättäenkin Turku-Uusikaupunki-poikkileikkausta lukuun ottamatta samoja laskentatuloksia, kuin suljetulla leikkauslujuudella. MC-mallia käyttämällä pystytään mallinta-



maan huomattavasti lamellimenetelmää paremmin huokosveden ylipaineen kehittyminen kuormituksen kasvaessa. Murtotilassa tapahtuvaa huokosylipaineen kasvua malli ei kuitenkaan pysty huomioimaan. Voi myös olla, että malli ei ota ylipaineen kehitystä muutoinkaan aivan riittävästi huomioon, sillä Soft Soil -mallilla saatiin laskennoissa murtotilan lujuusparametreilla selvästi pienempiä kokonaisvarmuuksia. Tutkimusten perusteella voidaan todeta, että elementtimenetelmä ei Mohr-Coulomb-mallin kanssa käytettynä tuo lisäarvoa stabiliteettilaskentaan verrattuna perinteiseen suljettuun leikkauslujuuteen perustuvaan laskentaan.

Soft Soil -mallilla murtotilan mukaisilla lujuusparametreilla ja kitkakulman mukaan sovitetulla M-parametrilla laskettaessa saatiin jokaisessa kolmessa poikkileikkauksessa keskimäärin 14...16 % pienempi kokonaisvarmuus muihin  $c-\phi$ -menetelmiin verrattuna. Kahdessa poikkileikkauksessa kolmesta kyseisellä menetelmällä saatiin kaikkein pienimmät kokonaisvarmuudet myös suljettuun leikkauslujuuteen verrattuna. Merkittävä kokonaisvarmuuksien ero verrattuna Soft Soil -mallilla lepopainekertoimen mukaan sovitetulla M-parametreilla laskettuihin tuloksiin selittyy sillä, että M-parametri määrittää materiaalmallissa myötöpinnan korkeuden ja muodon. Myötöpinnan korkeuden pienentäminen johtaa pienempään kokonaisvarmuuteen, sillä tällöin murto-suora saavutetaan pienemmällä jännitystasolla.

Mallia voidaan pitää teoriansa puolesta varsin hyvin todellisuutta simuloivana. Vielä parempiin tuloksiin päästäisiin, jos maakerrosten myötöpintojen muoto olisi selvillä. Tällöin M-parametrin avulla voitaisiin laskennassa käytettävän myötöpinnan korkeus säätää vastaamaan kokeilla määritettyä myötöpinnan muotoa. Luonnontilaisten savien myötöpintojen määrittämisestä on olemassa runsaasti tutkimustieto, eikä myötöpinnan muodon approksimointiin tarvittavien parametrien määrittämiseen tarvita kovinkaan massiivisia laboratoriokeita./58/

Lujuudenpienennysmenetelmän (SRM) sekä penkereen ja junakuorman painon kasvatuksen perustuvan menetelmän (GIM2) välille ei tässä tutkimuksessa saatu käytännön eroa laskentatuloksen suhteen. Keskimäärin GIM2-menetelmällä saatiin 1,2 % pienempi kokonaisvarmuus, mutta joissakin laskelmissa SRM-menetelmä tuotti pienemmän kokonaisvarmuuden. Molemmissa menetelmissä on etunsa ja haittansa, joita on käsitelty kappaleissa 4.7.2 ja 4.7.3. Vaikka GIM2-menetelmä tuottikin nimellisesti pienemmän kokonaisvarmuuden, tuntuu SRM-menetelmän käyttö luontevammalta. GIM2-menetelmä kuvaa realistisemmin penkereen kuormittamista murtoon. Menetelmän varmuus vastaa kuormakapasiteettiin perustuvaa varmuuskäsitettä mutta kuorman määrittäminen on vaikeaa ja epäeksaktia, sillä pohjamaahan kohdistuva kuorma riippuu penkereen geometriasta tai oletetusta geometriasta.

SRM-menetelmässä kokonaisvarmuus vastaa perinteistä varmuuskäsitettä ja lujuuden pienentäminen koskee koko poikkileikkausta, vaikkei maan lujuuden keinotekoinen pienentäminen murtotilan saavuttamiseksi vastaakaan reaali maailman tilannetta. Nykyisellään SRM-menetelmän käyttö on myös melko työlästä Soft Soil -mallilla, sillä lujuuden pienentämiseen ei ole automaattista laskentaproseduuria kuten Mohr-Coulomb-mallin yhteydessä.

Teoreettisten laskentamenetelmien kehittämisen kannalta olisi erittäin hedelmällistä, jos laskentatuloksia pystyttäisiin skaalaamaan yhteen reaali maailman kanssa. Käytännössä



tämä tarkoittaisi koepenkereen tarkkaa instrumentointia ja hallittua kuormittamista aina murtotilaan saakka. Koekohteen tulisi mielellään olla käytöstä poistettu vanha rata-penger, joka sijaitsee epäorgaanisella koheesiomaalla. Kuormitustietojen vertaaminen eri menetelmillä laskettuihin arvoihin toisi arvokasta lisäinformaatiota laskentamenetelmien käyttökelpoisuudesta ja mahdollisten virhelähteiden vaikutuksesta laskentatulokseen.

Näin suppean tutkimuksen perusteella ei ole mielekästä tai edes mahdollista tehdä pitkälle meneviä päätelmiä yhdestä ”oikeasta” stabiliteettilaskentamenetelmästä. Tutkimuksessa ei kuitenkaan ilmennyt syytä, joka estäisi elementtimenetelmän käytön tulevaisuudessa stabiliteettilaskennassa. Erityisesti Soft Soil -mallin käyttöä stabiliteettilaskennassa tulisi tutkia lisää. Käytännön suunnittelutyön kannalta olisi olennaista, että kyseiseen materiaalmalliin kehitettäisiin SRM-laskennan automaattisesti suoritettava laskentaproseduuri.

## LÄHDELUETTELO

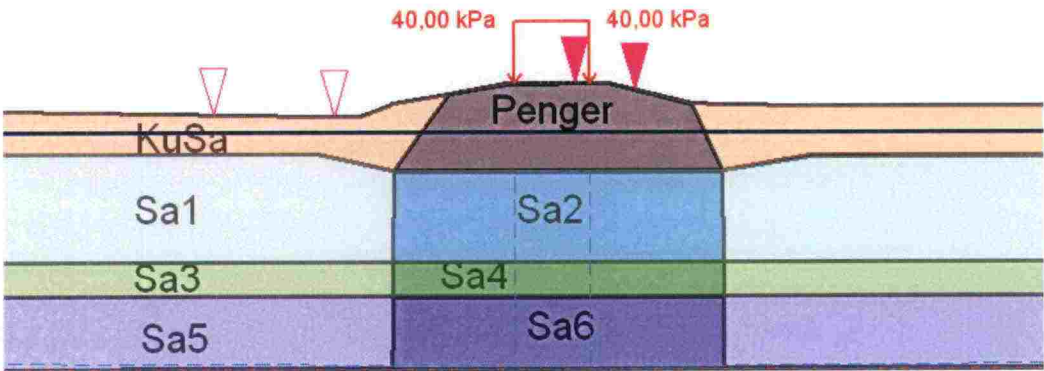
- /1/ Chandrupatla, Tirupathi R. Belegundu, Ashok D. Introduction to finite elements in engineering. 2002. Upper Saddle River (NJ). 453 s.
- /2/ Cheng Y.M. Slope 2000 1.8 Manual.
- /3/ Craig R. F. Soil Mechanics, Sixth edition. London, New York 1997, Spon Press. 483 s.
- /4/ Farias M.M. Naylor D.J. Safety Analysis Using Finite Elements. Universidade de Brasilia, Brasilia. University of Wales Swansea, U.K. Computers and Geotechnics Vol.22, No. 2. Elsevier Science 1998. 17 s.
- /5/ Helenelund K.V. Maarakennusmekaniikka 137. Espoo 1967, Otakustantamo. 278 s.
- /6/ Hsai-Yang Fang (editor). Foundation Engineering Handbook, Second edition. New York 1991, Van Nostrand Reinhold. 923 s.
- /7/ Huang Yang H. Stability analysis of earth slopes. New York 1983, Van Nostrand Reinhold. 305 s.
- /8/ Jiang G-L. Magnan J-P. Stability analysis of embankments: comparison of limit analysis with methods of slices. Geotechnique 47, No. 4. Paris 1997.
- /9/ Kim J. Salgado R. Yu H. S. Limit analysis of soil slopes subjected to pore-water pressures. ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 125, No. 1. 1999. 10 s.
- /10/ Kumar J. Stability factors for slopes with nonassociated flow rule using energy consideration. International journal of geomechanics, Vol .4, No. 4. 2004.
- /11/ Leroueil S. Demers D. Saihi F. Consideration on stability of embankments on clay. Soils and foundations, Vol. 41, No. 5. Japanese Geotechnical Society 2001. 12 s.
- /12/ Leroueil Serge, Magnan Jean-Pierre, Tavenas François. Embankments on Soft Clays. Chichester 1990. Ellis Horwood Limited. 329 s.
- /13/ Loganathan N. Balasubramaniam A. S. Bergado D. T. Deformation analysis of embankments. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, No. 8.1993. 22 s.
- /14/ Länsivaara T, Cheng Y.M. Slope Stability Analysis by improved solution procedures
- /15/ Länsivaara Tim. Maan mekaanisen käyttäytymisen mallintaminen. Licensiaatintyö. Tampereen teknillinen yliopisto. 1996. 80 s.
- /16/ Matsui T, San K-C. Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique. Soils and foundations vol.32, No.1. 1992. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering
- /17/ Oka F. Vardoulakis I. Murakami A. Kodaka T. Technical Committee 34 of ISSMGE. Prediction and Simulation Methods in Geotechnics. Athens 2003. The Japanese Geotechnical Society. 200 s.
- /18/ Plaxis Version 8, Material Models Manual. 162 s.
- /19/ Plaxis Version 8, Reference Manual. 200 s.
- /20/ Plaxis Version 8, Scientific Manual. 40 s.
- /21/ Plaxis Version 8, Tutorial Manual. 110 s.
- /22/ Plaxis Version 8, Validation Manual. 34 s.
- /23/ Potts D. Axelsson K. Grande L. Schweiger H. Long M. Guidelines for the use of advanced numerical analysis. London 2002. Thomas Telford Publishing. 177 s.

- /24/ Rathmayer Hans (editor). Grouting Soil Improvement Geosystems including Reinforcement, Finnish Geotechnical Society. Tampere 2000, Rakennustieto Oy. 570 s.
- /25/ Vermeer Pieter A. Schweiger Helmut F. Karstunen Minna, Cudny Marcin. SCMEP. Geotechnics of Soft Soils, Theory and Practice. The Netherlands 2003. Verlag Glückauf GmbH. 639 s.
- /26/ Ratahallintokeskus RHK. Ratahallintokeskuksen julkaisuja, A 10/2006. Radan stabiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet. Kirjallisuus ja laskennallinen tausta-aineisto. Helsinki 2006. 319 s.
- /27/ Ratahallintokeskus RHK. Ratahallintokeskuksen julkaisuja, B 15. Radan stabiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet. Helsinki 2005. 27 s.
- /28/ Ratahallintokeskus RHK. Ratatekniset määräykset ja ohjeet (RAMO) osa 3. Radan rakenne. Ratahallintokeskus 2002.
- /29/ Schweiger Helmut F. (editor). Numerical Methods in Geotechnical Engineering, NUMGE06. London 2006, Taylor & Francis Group plc. 875 s.
- /30/ Seo Y-K. Swan C.C. Load-factor stability analysis of embankments on saturated soil deposits. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, No. 5 2001. 10 s.
- /31/ Su S. F. Liao H. J. Effect of strength anisotropy on undrained slope stability in clay. Geotechnique 49, No. 2. 1999. 16 s.
- /32/ Suomen Rakennusinsinöörien Liitto. RIL 157-2 Geomekaniikka II. Helsinki 1990. 424 s.
- /33/ Svanø Geir. Undrained Effective Stress Analyses. Institutt for geoteknikk og fundamenteringslære. Trondheim 1981. 161 s.
- /34/ Swan C.C. Seo Y-K. Limit state analysis of earthen slopes using dual continuum/FEM approaches. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics 23. 1999. John Wiley & Sons, Ltd.
- /35/ Sæterbø Glåmen M.G., S. Nordal & A. Emdal. Slope Stability Evaluations using the Finite Element method, NGM 2004.
- /36/ Tiehallinto. Maanvarainen tiepenger savikolla, suunnitteluohje. TIEL 3200276, tielaitoksen selvityksiä 67/1994. Helsinki 1995. 50s.
- /37/ Tielaitos. Jukka Rantala. Maanvaraisten perustusten kantokyvyn laskenta elementtimenetelmällä. Tielaitoksen selvityksiä 45/1995. Helsinki 1995. Painatuskeskus Oy. 127 s.
- /38/ Vermeer P.A. Neher H.P. A soft soil model that accounts for creep. Institute of Geotechnical Engineering, University of Stuttgart, Germany. 1999. Balkema, Rotterdam.
- /39/ Wilson E.L. Clough R.W. Early finite element research at Berkely. The fifth U.S. national conference on computation mechanics. 1999.
- /40/ Xu B. Low B. K. Probabilistic Stability Analyses of Embankments Based on Finite-Element Method. ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 132, No. 11. November, 2006. 11 s.
- /41/ Zheng H. Tham L.G. Defu L. On two definitions of the factor of safety commonly used in the finite element slope stability analysis. Department of Civil Engineering, The University of Hong Kong. Computers and Geotechnics Vol 33, No. 3. China 2006. 8 s.
- /42/ Zheng, H. Liu, D.F.; Li, C.G. Slope stability analysis based on elasto-plastic finite element method. International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 64, No.14. 2005. 18 s.



- /43/ Öberg A-L. Negative pore pressures - Seasonal variation and importance in slope stability analysis. 1st Int. Conf. On Unsaturated Soils. Paris 1995. 6 s.
- /44/ <http://www.tagasoft.com/docs/tslope/a1.html>
- /45/ <http://lujari-5.hut.fi/Courses/FEM/Ansys-opastus.pdf>
- /46/ [http://web.mit.edu/16.810/www/16.810\\_L4\\_CAE.pdf](http://web.mit.edu/16.810/www/16.810_L4_CAE.pdf)
- /47/ <http://cee.uiuc.edu/paulino/cee478/handouts/introfem.pdf>
- /48/ <http://www.eng.buffalo.edu/%7Eabani/fem/node3.html>
- /49/ <http://www.tkk.fi/Yksikot/Rakenteidenmekaniikka/ojkoti/rmnm/pruju/pruju.html>
- /50/ [http://www.geo-slope.com/contact/directcontact\\_feb07.html](http://www.geo-slope.com/contact/directcontact_feb07.html)
- /51/ <http://www.up.ac.za/academic/civil/divisions/geotechnical/pgcourses/sgm782/themes/theme5/images/bvalue.jpg>
- /52/ <http://www.up.ac.za/academic/civil/divisions/geotechnical/pgcourses/sgm782/themes/theme5/images/avalue.jpg>
- /53/ [http://csf.ru/img/2152/760x570/Plaxis\\_3Dtunnel.gif](http://csf.ru/img/2152/760x570/Plaxis_3Dtunnel.gif)
- /54/ [http://www.ccginc.co.kr/grsw/d\\_zsoil.htm](http://www.ccginc.co.kr/grsw/d_zsoil.htm)
- /55/ <http://amp.postech.ac.kr/course/ME583-lectures-pdf/Shape-3-1.pdf>
- /56/ Krahn J. Why I don't like the strength-reduction approach for stability analysis. GEO-SLOPE International Ltd. February 2006. 3s.
- /57/ Krahn J. Stability Modelling with SLOPE/W. An Engineering Methodology. First Edition, Revision 1, August 2004. 396 s.
- /58/ Lämsivaara T. Maan mekaanisen käyttäytymisen mallintaminen. Licensiaatin tutkimus. TTY, Geotekniikan laboratorion julkaisu 34. 1996. 80 s.

Turku–Uusikaupunki: LEM-laskelmien parametrit GeoCalc-ohjelmalla



Turku–Uusikaupunki-poikkileikkaus GeoCalc-ohjelmalla.

LEM-laskennoissa GeoCalc-ohjelmalla käytetyt parametrit.

Huokospainerajan mukaiset lujuusparametrit

Penger:				Sa3			
Tilavuuspaino	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>	Tilavuuspaino	$\gamma$	14,9	kN/m <sup>3</sup>
Koheesio	$c'$	0	kN/m <sup>2</sup>	Koheesio	$c'$	9	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi'$	30	°	Kitkakulma	$\varphi'$	20	°
KuSa				Sa4			
Tilavuuspaino	$\gamma$	16	kN/m <sup>3</sup>	Tilavuuspaino	$\gamma$	15	kN/m <sup>3</sup>
Koheesio	$c'$	4	kN/m <sup>2</sup>	Koheesio	$c'$	9	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi'$	20	°	Kitkakulma	$\varphi'$	20	°
Sa1				Sa5			
Tilavuuspaino	$\gamma$	14,5	kN/m <sup>3</sup>	Tilavuuspaino	$\gamma$	14,4	kN/m <sup>3</sup>
Koheesio	$c'$	4	kN/m <sup>2</sup>	Koheesio	$c'$	12	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi'$	20	°	Kitkakulma	$\varphi'$	20	°
Sa2				Sa6			
Tilavuuspaino	$\gamma$	15,3	kN/m <sup>3</sup>	Tilavuuspaino	$\gamma$	15	kN/m <sup>3</sup>
Koheesio	$c'$	4	kN/m <sup>2</sup>	Koheesio	$c'$	13	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi'$	20	°	Kitkakulma	$\varphi'$	20	°

Turku–Uusikaupunki: LEM-laskelmien parametrit GeoCalc-ohjelmalla

LEM-laskennoissa GeoCalc-ohjelmalla käytetyt parametrit.

Murtotilan parametrit

Penger:				Sa3			
Tilavuuspaino	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>	Tilavuuspaino	$\gamma$	14,9	kN/m <sup>3</sup>
Koheesio	$c^{'}$	0	kN/m <sup>2</sup>	Koheesio	$c^{'}$	9	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	30	°	Kitkakulma	$\varphi^{'}$	25	°
KuSa				Sa4			
Tilavuuspaino	$\gamma$	16	kN/m <sup>3</sup>	Tilavuuspaino	$\gamma$	15	kN/m <sup>3</sup>
Koheesio	$c^{'}$	4	kN/m <sup>2</sup>	Koheesio	$c^{'}$	9	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	25	°	Kitkakulma	$\varphi^{'}$	25	°
Sa1				Sa5			
Tilavuuspaino	$\gamma$	14,5	kN/m <sup>3</sup>	Tilavuuspaino	$\gamma$	14,4	kN/m <sup>3</sup>
Koheesio	$c^{'}$	4	kN/m <sup>2</sup>	Koheesio	$c^{'}$	12	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	25	°	Kitkakulma	$\varphi^{'}$	25	°
Sa2				Sa6			
Tilavuuspaino	$\gamma$	15,3	kN/m <sup>3</sup>	Tilavuuspaino	$\gamma$	15	kN/m <sup>3</sup>
Koheesio	$c^{'}$	4	kN/m <sup>2</sup>	Koheesio	$c^{'}$	13	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	25	°	Kitkakulma	$\varphi^{'}$	25	°

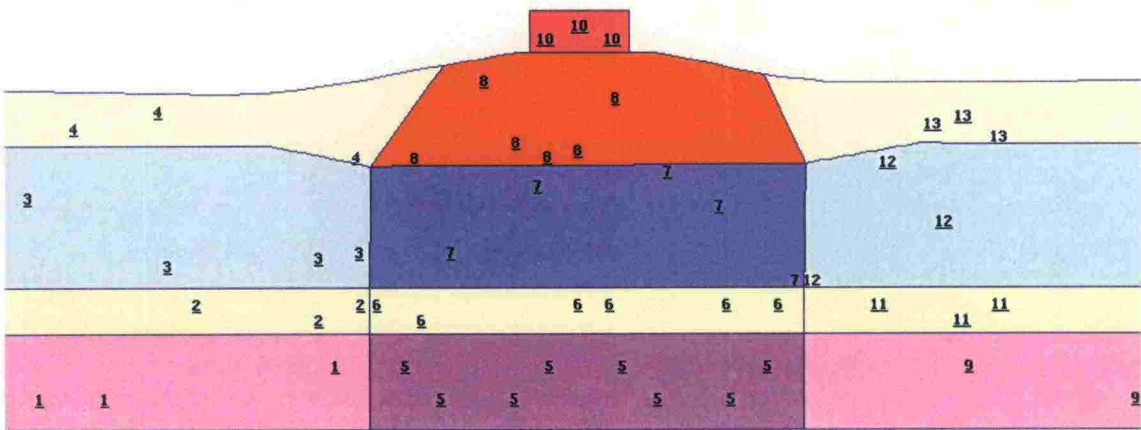
LEM-laskennoissa GeoCalc-ohjelmalla käytetyt parametrit.

Suljetulla leikkauslujuudella

Penger:				Sa3			
Tilavuuspaino	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>	Tilavuuspaino	$\gamma$	14,9	kN/m <sup>3</sup>
Koheesio	$c^{'}$	0	kN/m <sup>2</sup>	Koheesio	$c^{'}$	8,5	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	30	°	Kitkakulma	$\varphi^{'}$	0	°
KuSa				Sa4			
Tilavuuspaino	$\gamma$	16	kN/m <sup>3</sup>	Tilavuuspaino	$\gamma$	15	kN/m <sup>3</sup>
Koheesio	$c^{'}$	6	kN/m <sup>2</sup>	Koheesio	$c^{'}$	11,5	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	0	°	Kitkakulma	$\varphi^{'}$	0	°
Sa1				Sa5			
Tilavuuspaino	$\gamma$	14,5	kN/m <sup>3</sup>	Tilavuuspaino	$\gamma$	14,4	kN/m <sup>3</sup>
Koheesio	$c^{'}$	6	kN/m <sup>2</sup>	Koheesio	$c^{'}$	8,5	kN/m <sup>2</sup>
Koheesion muutos		0,3	kN/m2/m	Koheesion muutos		3,5	kN/m2/m
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	0	°	Kitkakulma	$\varphi^{'}$	0	°
Sa2				Sa6			
Tilavuuspaino	$\gamma$	15,3	kN/m <sup>3</sup>	Tilavuuspaino	$\gamma$	15	kN/m <sup>3</sup>
Koheesio	$c^{'}$	11,5	kN/m <sup>2</sup>	Koheesio	$c^{'}$	11,5	kN/m <sup>2</sup>
				Koheesion muutos		1,5	kN/m2/m
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	0	°	Kitkakulma	$\varphi^{'}$	0	°



Turku–Uusikaupunki: FEM-laskelmien parametrit Mohr-Coulomb-mallilla



Turku–Uusikaupunki-poikkileikkaus Mohr-Coulomb-mallilla.

Huokospainerajan mukaisilla lujuusparametreilla

Materiaalimalli

Mohr-Coulomb

Junakuorma			
ID-numero		10	
Materiaalimalli		Linear Elastic	
Tyyppi		Non-porous	
Korkeus	H	1	m
Leveys	L	2,5	m
Tilavuuspaino	$\gamma$	40	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Kimmomoduuli	E	1E+06	kN/m2

Sa3			
ID-numero		6	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	15	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35	
Kimmomoduuli	E	3000	kN/m2
Koheesio	$c'$	4	kN/m2
Kitkakulma	$\phi'$	20	°

Penger			
ID-numero		8	
Tyyppi		Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,30	
Kimmomoduuli	E	20000	kN/m2
Koheesio	$c'$	0,2	kN/m2
Kitkakulma	$\phi'$	30	°

Sa4			
ID-numero		2,11	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	14,9	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35	
Kimmomoduuli	E	3000	kN/m2
Koheesio	$c'$	4	kN/m2
Kitkakulma	$\phi'$	20	°

Kuivakuori			
ID-numero		4,13	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	16	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,30	
Kimmomoduuli	E	5000	kN/m2
Koheesio	$c'$	4	kN/m2
Kitkakulma	$\phi'$	20	°

Sa5			
ID-numero		6	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	15	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35	
Kimmomoduuli	E	3000	kN/m2
Koheesio	$c'$	4	kN/m2
Kitkakulma	$\phi'$	25	°

**Turku–Uusikaupunki: FEM-laskelmien parametrit Mohr-Coulomb-mallilla**

Sa1				
ID-numero		7		
Tyyppi		Undrained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	15,3	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,35		
Kimmomoduuli	E	4000	kN/m <sup>2</sup>	
Koheesio	$c^{'}$	4	kN/m <sup>2</sup>	
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	20	°	

Sa6				
ID-numero		2,11		
Tyyppi		Undrained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	14,4	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,35		
Kimmomoduuli	E	3000	kN/m <sup>2</sup>	
Koheesio	$c^{'}$	4	kN/m <sup>2</sup>	
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	25	°	

Sa2				
ID-numero		3,12		
Tyyppi		Undrained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	14,5	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,35		
Kimmomoduuli	E	3000	kN/m <sup>2</sup>	
Koheesio	$c^{'}$	4	kN/m <sup>2</sup>	
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	20	°	

**Su-menetelmällä**

Materiaalimalli **Mohr-Coulomb**

Junakuorma				
ID-numero		10		
Materiaalimalli		Linear Elastic		
Tyyppi		Non-porous		
Korkeus	H	1	m	
Leveys	L	2,5	m	
Tilavuuspaino	$\gamma$	40	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,15		
Kimmomoduuli	E	1E+06	kN/m <sup>2</sup>	

Sa3				
ID-numero		6		
Tyyppi		Drained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	15	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,35		
Kimmomoduuli	E	3000	kN/m <sup>2</sup>	
Koheesio	$c^{'}$	11,5	kN/m <sup>2</sup>	
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	0	°	

Penger				
ID-numero		8		
Tyyppi		Drained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,30		
Kimmomoduuli	E	20000	kN/m <sup>2</sup>	
Koheesio	$c^{'}$	0,2	kN/m <sup>2</sup>	
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	30	°	

Sa4				
ID-numero		2,11		
Tyyppi		Drained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	14,9	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,35		
Kimmomoduuli	E	3000	kN/m <sup>2</sup>	
Koheesio	$c^{'}$	8,5	kN/m <sup>2</sup>	
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	0	°	

Kuivakuori				
ID-numero		4,13		
Tyyppi		Drained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	16	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,30		
Kimmomoduuli	E	5000	kN/m <sup>2</sup>	
Koheesio	$c^{'}$	6	kN/m <sup>2</sup>	
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	0	°	

Sa5				
ID-numero		6		
Tyyppi		Drained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	15	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,35		
Kimmomoduuli	E	3000	kN/m <sup>2</sup>	
Koheesio	$c^{'}$	11,5	kN/m <sup>2</sup>	
Koheesion muutos		1,5	kN/m <sup>2</sup> /m	
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	0	°	

Turku–Uusikaupunki: FEM-laskelmien parametrit Mohr-Coulomb-mallilla

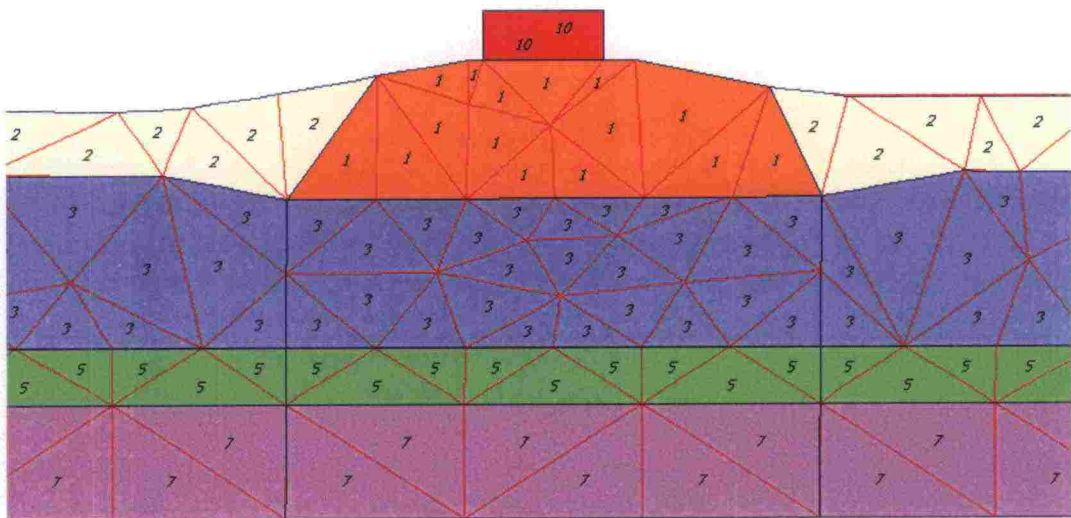
Sa1				
ID-numero		7		
Tyyppi		Drained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	15,3	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,35		
Kimmomoduuli	E	4000	kN/m <sup>2</sup>	
Koheesio	$c'$	11,5	kN/m <sup>2</sup>	
Kitkakulma	$\phi'$	0	°	

Sa2				
ID-numero		3,12		
Tyyppi		Drained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	14,5	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,35		
Kimmomoduuli	E	3000	kN/m <sup>2</sup>	
Koheesio	$c'$	6	kN/m <sup>2</sup>	
Koheesion muutos		0,3	kN/m <sup>2</sup> /m	
Kitkakulma	$\phi'$	0	°	

Sa6				
ID-numero		2,11		
Tyyppi		Drained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	14,4	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,35		
Kimmomoduuli	E	3000	kN/m <sup>2</sup>	
Koheesio	$c'$	8,5	kN/m <sup>2</sup>	
Koheesion muutos		3,5	kN/m <sup>2</sup> /m	
Kitkakulma	$\phi'$	0	°	



Turku–Uusikaupunki: FEM-laskelmien parametrit Modified Cam Clay -mallilla



Turku–Uusikaupunki-poikkileikkaus Modified Cam Clay -mallilla.

Murtotilan parametreilla

Materiaalimalli      Modified Cam Clay

Junakuorma			
ID-numero		10	
Materiaalimalli		Linear Elastic	
Tyyppi		Non-porous	
Korkeus	H	1	m
Leveys	L	2,5	m
Tilavuuspaino	$\gamma$	40	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Kimmomoduuli	E	1000000	kN/m <sup>2</sup>

Sa1			
Materiaalimalli: Modified Cam Clay			
ID-numero		3	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	15	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35	
Lamda	$\lambda$	0,65	
Kappa	$\kappa$	0,06	
CSL (M)		0,8	

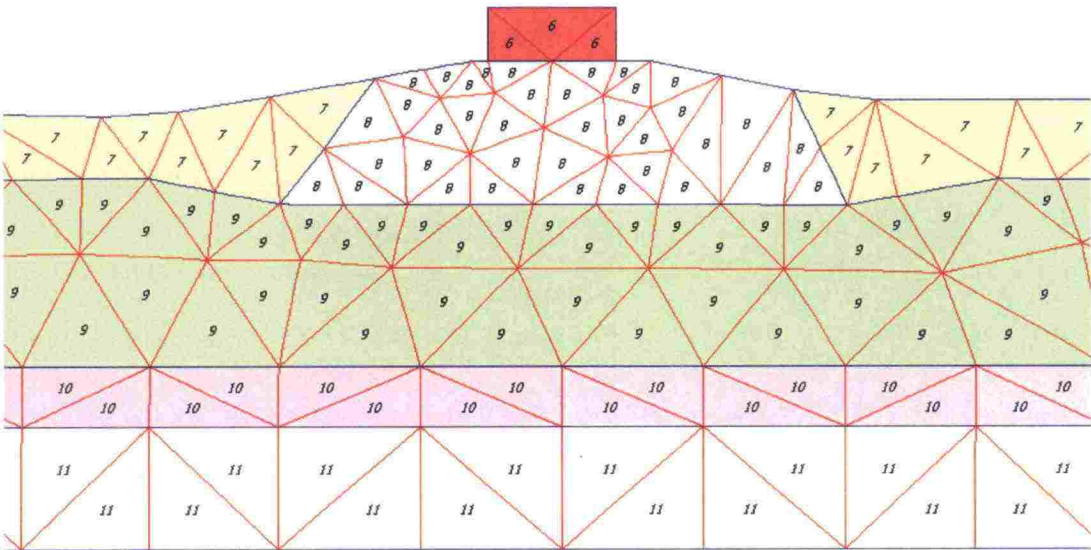
Penger			
Materiaalimalli: Mohr-Coulomb			
ID-numero		1	
Tyyppi		Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,30	
Kimmomoduuli	E	20000	kN/m <sup>2</sup>
Koheesio	$c'$	0,2	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\phi'$	30	°

Sa3			
Materiaalimalli: Modified Cam Clay			
ID-numero		5	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	15	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35	
Lamda	$\lambda$	0,5	
Kappa	$\kappa$	0,05	
CSL (M)		0,8	

Kuivakuori			
Materiaalimalli: Mohr-Coulomb			
ID-numero		2	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	16	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,30	
Kimmomoduuli	E	5000	kN/m <sup>2</sup>
Koheesio	$c'$	4	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\phi'$	20	°

Sa5			
Materiaalimalli: Modified Cam Clay			
ID-numero		7	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	16	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35	
Lamda	$\lambda$	0,5	
Kappa	$\kappa$	0,05	
CSL (M)		1	

Turku–Uusikaupunki: FEM-laskelmien parametrit Soft Soil -mallilla



Turku–Uusikaupunki: Laskentapoikkileikkaus Soft Soil -mallilla.

Murtotilan parametreilla: M-parametri sovitettu lepopaine kertoimen mukaan.

Materiaalimalli		Soft Soil	
Junakuorma		Sa1	
ID-numero	6	Materiaalimalli: Soft Soil	
Materiaalimalli	Linear Elastic	ID-numero	9
Tyyppi	Non-porous	Tyyppi	Undrained
Korkeus	H 1 m	Tilavuuspaino	$\gamma$ 15 kN/m <sup>3</sup>
Leveys	L 2,5 m	Poisson luku	$\nu$ 0,15
Tilavuuspaino	$\gamma$ 40 kN/m <sup>3</sup>	Lamda	$\lambda^*$ 0,14
Poisson luku	$\nu$ 0,15	Kappa	$\kappa^*$ 0,014
Kimmomoduuli	E 1000000 kN/m <sup>2</sup>	Koheesio	$c^*$ 4 kN/m <sup>2</sup>
		Kitkakulma	$\varphi^*$ 25 °
		CSL (M)	1,41

Penger		Sa3	
Materiaalimalli	Mohr-Coulomb	Materiaalimalli: Soft Soil	
ID-numero	8	ID-numero	10
Tyyppi	Drained	Tyyppi	Undrained
Tilavuuspaino	$\gamma$ 20 kN/m <sup>3</sup>	Tilavuuspaino	$\gamma$ 15 kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$ 0,30	Poisson luku	$\nu$ 0,15
Kimmomoduuli	E 20000 kN/m <sup>2</sup>	Lamda	$\lambda^*$ 0,14
Koheesio	$c^*$ 0,2 kN/m <sup>2</sup>	Kappa	$\kappa^*$ 0,014
Kitkakulma	$\varphi^*$ 35 °	Koheesio	$c^*$ 4 kN/m <sup>2</sup>
		Kitkakulma	$\varphi^*$ 28 °
		CSL (M)	1,54

Turku–Uusikaupunki: FEM-laskelmien parametrit Soft Soil -mallilla

Kuivakuori			
Materiaalimalli	Mohr-Coulomb		
ID-numero	7		
Tyyppi	Undrain ed		
Tilavuuspaino	$\gamma$	16	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,30	
Kimmomoduuli	E	5000	kN/m <sup>2</sup>
Koheesio	$c'$	4	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi'$	25	°

Sa5			
Materiaalimalli:	Soft Soil		
ID-numero	11		
Tyyppi	Undrained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	16	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,2	
Kappa	$\kappa^*$	0,02	
Koheesio	$c'$	4	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi'$	28	°
CSL (M)	1,54		

Murtotilan parametreilla: M-parametri sovitettu kitkakulman mukaan.

Materiaalimalli Soft Soil

Junakuorma			
ID-numero	6		
Materiaalimalli	Linear Elastic		
Tyyppi	Non-porous		
Korkeus	H	1	m
Leveys	L	2,5	m
Tilavuuspaino	$\gamma$	40	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Kimmomoduuli	E	1000000	kN/m <sup>2</sup>

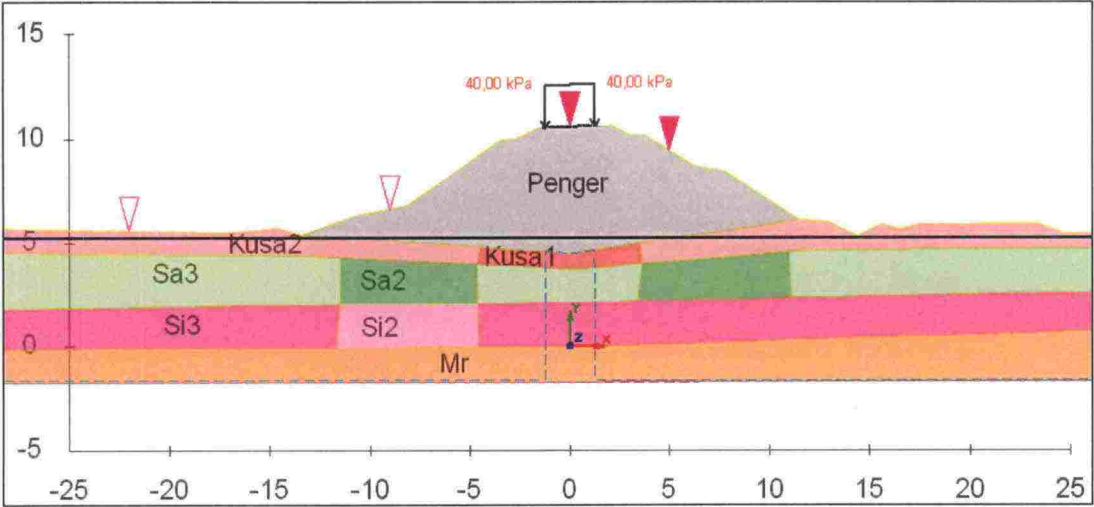
Kuivakuori			
Materiaalimalli	Mohr-Coulomb		
ID-numero	7		
Tyyppi	Undrained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	16	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,30	
Kimmomoduuli	E	5000	kN/m <sup>2</sup>
Koheesio	$c'$	4	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi'$	25	°

Penger			
Materiaalimalli	Mohr-Coulomb		
ID-numero	8		
Tyyppi	Drained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,30	
Kimmomoduuli	E	20000	kN/m <sup>2</sup>
Koheesio	$c'$	0,2	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi'$	35	°

Sa1			
Materiaalimalli:	Soft Soil		
ID-numero	9		
Tyyppi	Undrained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	15	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,14	
Kappa	$\kappa^*$	0,014	
Koheesio	$c'$	4	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi'$	25	°
CSL (M)	0,98		



Kotka–Kouvola: LEM-laskelmien parametrit GeoCalc-ohjelmalla

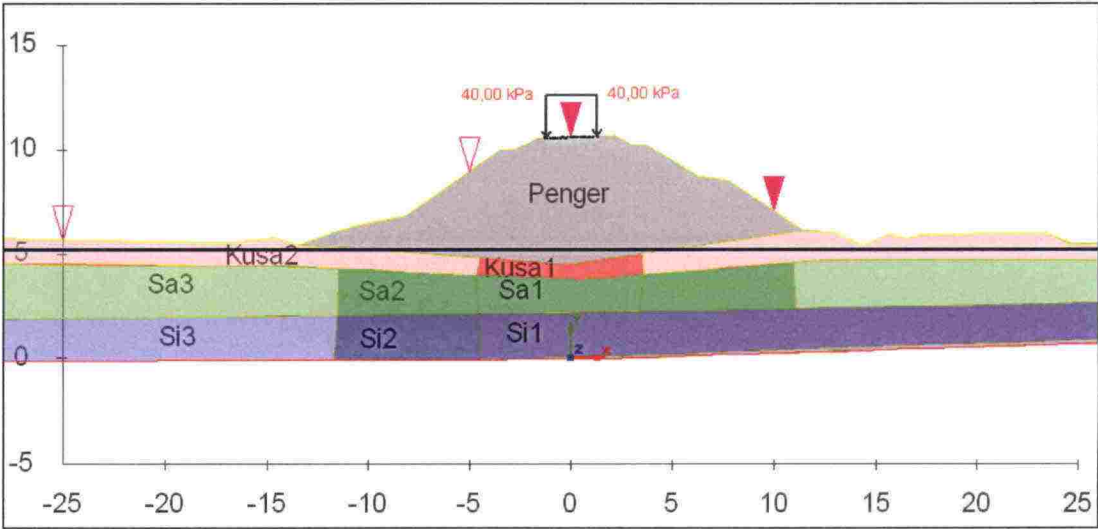


Kotka–Kouvola laskentapoikkileikkaus huokospainerajan mukaisilla lujuusparametreilla.

Laskentaparametrit huokospainerajan mukaisilla lujuusparametreilla.

Penger:				Sa3:			
Tilavuuspaino	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>	Tilavuuspaino	$\gamma$	15,3	kN/m <sup>3</sup>
Koheesio	$c'$	0	kN/m <sup>2</sup>	Koheesio	$c'$	0	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi'$	35	°	Kitkakulma	$\varphi'$	23	°
Kusa1:				Si2:			
Tilavuuspaino	$\gamma$	19	kN/m <sup>3</sup>	Tilavuuspaino	$\gamma$	16,7	kN/m <sup>3</sup>
Koheesio	$c'$	0	kN/m <sup>2</sup>	Koheesio	$c'$	0	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi'$	23	°	Kitkakulma	$\varphi'$	25,2	°
Kusa2:				Si3:			
Tilavuuspaino	$\gamma$	19	kN/m <sup>3</sup>	Tilavuuspaino	$\gamma$	15,5	kN/m <sup>3</sup>
Koheesio	$c'$	0	kN/m <sup>2</sup>	Koheesio	$c'$	0	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi'$	23	°	Kitkakulma	$\varphi'$	25,2	°
Sa2:				Mr:			
Tilavuuspaino	$\gamma$	16	kN/m <sup>3</sup>	Tilavuuspaino	$\gamma$	19	kN/m <sup>3</sup>
Koheesio	$c'$	0	kN/m <sup>2</sup>	Koheesio	$c'$	0	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi'$	23	°	Kitkakulma	$\varphi'$	34	°

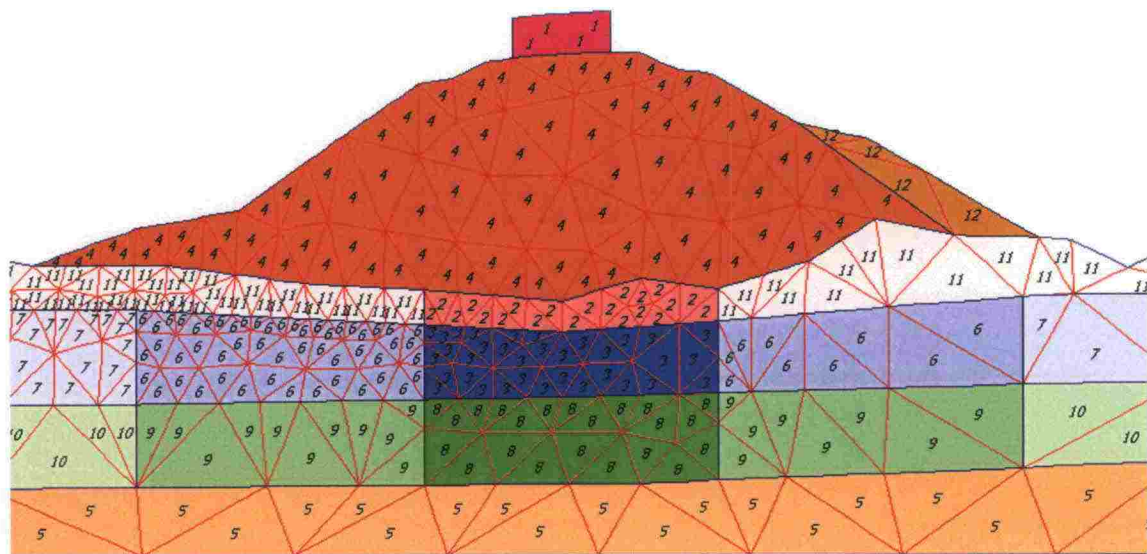
Kotka–Kouvola: LEM-laskelmien parametrit GeoCalc-ohjelmalla



Kotka–Kouvola: Laskentapoikkileikkaus suljetulla leikkauslujuudella.  
Laskentaparametrit suljetulla leikkauslujuudella.

Penger:				Sa3:			
Tilavuuspaino	$\gamma$	20	$\text{kN/m}^3$	Tilavuuspaino	$\gamma$	15,3	$\text{kN/m}^3$
Koheesio	$c'$	0	$\text{kN/m}^2$	Koheesio	$c'$	13	$\text{kN/m}^2$
Kitkakulma	$\varphi'$	35	$^\circ$	Koheesio pienenee:		1,7	$\text{kN/m}^3/\text{m}$
				Kitkakulma	$\varphi'$	0	$^\circ$
Kusa1:				Si1:			
Tilavuuspaino	$\gamma$	19	$\text{kN/m}^3$	Tilavuuspaino	$\gamma$	18	$\text{kN/m}^3$
Koheesio	$c'$	40	$\text{kN/m}^2$	Koheesio	$c'$	27	$\text{kN/m}^2$
Koheesio pienenee:		10	$\text{kN/m}^3/\text{m}$				
Kitkakulma	$\varphi'$	0	$^\circ$	Kitkakulma	$\varphi'$	0	$^\circ$
Kusa2:				Si2:			
Tilavuuspaino	$\gamma$	19	$\text{kN/m}^3$	Tilavuuspaino	$\gamma$	16,7	$\text{kN/m}^3$
Koheesio	$c'$	15	$\text{kN/m}^2$	Koheesio	$c'$	20	$\text{kN/m}^2$
Kitkakulma	$\varphi'$	0	$^\circ$	Koheesio kasvaa:		2	$\text{kN/m}^3/\text{m}$
				Kitkakulma	$\varphi'$	0	$^\circ$
Sa1:				Si3:			
Tilavuuspaino	$\gamma$	16,8	$\text{kN/m}^3$	Tilavuuspaino	$\gamma$	15,5	$\text{kN/m}^3$
Koheesio	$c'$	20	$\text{kN/m}^2$	Koheesio	$c'$	11	$\text{kN/m}^2$
Kitkakulma	$\varphi'$	0	$^\circ$	Kitkakulma	$\varphi'$	0	$^\circ$
Sa2:							
Tilavuuspaino	$\gamma$	16	$\text{kN/m}^3$				
Koheesio	$c'$	16	$\text{kN/m}^2$				
Kitkakulma	$\varphi'$	0	$^\circ$				

Kotka–Kouvola: FEM-laskelmien parametrit Mohr-Coulomb-mallilla



Kotka–Kouvola: Laskentapoikkileikkaus Mohr-Coulomb- ja Soft Soil -malleilla

Huokospainerajan mukaisilla lujuusparametreilla

Materiaalimalli				Mohr-Coulomb			
Junakuorma							
ID-numero		1					
Materiaalimalli		Linear Elastic					
Tyyppi		Non-porous					
Korkeus	H	1	m				
Leveys	L	2,5	m				
Tilavuuspaino	$\gamma$	40	kN/m <sup>3</sup>				
Poisson luku	$\nu$	0,15					
Kimmomoduuli	E	1E+06	kN/m <sup>2</sup>				

Sa1			
ID-numero		3	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	16,8	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35	
Kimmomoduuli	E	3000	kN/m <sup>2</sup>
Koheesio	$c'$	0,2	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\phi'$	23	°

Penger			
ID-numero		4	
Tyyppi		Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,30	
Kimmomoduuli	E	20000	kN/m <sup>2</sup>
Koheesio	$c'$	0,2	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\phi'$	35	°

Sa2			
ID-numero		6	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	16	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35	
Kimmomoduuli	E	2500	kN/m <sup>2</sup>
Koheesio	$c'$	0,2	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\phi'$	23	°

Penkereen lujempi osa			
ID-numero		12	
Tyyppi		Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,30	
Kimmomoduuli	E	20000	kN/m <sup>2</sup>
Koheesio	$c'$	7	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\phi'$	35	°

Sa3			
ID-numero		7	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	15,3	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35	
Kimmomoduuli	E	1500	kN/m <sup>2</sup>
Koheesio	$c'$	0,2	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\phi'$	23	°



Kotka–Kouvola: FEM-laskelmien parametrit Mohr-Coulomb-mallilla

Kuivakuori1				
ID-numero		2		
Tyyppi		Undrained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	19	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,30		
Kimmomoduuli	E	5000	kN/m2	
Koheesio	$c^{'}$	0,2	kN/m2	
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	23	°	

Si1				
ID-numero		8		
Tyyppi		Undrained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	18	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,35		
Kimmomoduuli	E	4000	kN/m2	
Koheesio	$c^{'}$	0,2	kN/m2	
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	25,2	°	

Kuivakuori2				
ID-numero		11		
Tyyppi		Undrained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	19	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,30		
Kimmomoduuli	E	3000	kN/m2	
Koheesio	$c^{'}$	0,2	kN/m2	
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	23	°	

Si2				
ID-numero		9		
Tyyppi		Undrained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	16,7	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,35		
Kimmomoduuli	E	3000	kN/m2	
Koheesio	$c^{'}$	0,2	kN/m2	
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	25,2	°	

Moreeni				
ID-numero		5		
Tyyppi		Drained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	19	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,30		
Kimmomoduuli	E	30000	kN/m2	
Koheesio	$c^{'}$	0,5	kN/m2	
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	35	°	

Si3				
ID-numero		10		
Tyyppi		Undrained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	15,5	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,35		
Kimmomoduuli	E	2000	kN/m2	
Koheesio	$c^{'}$	0,2	kN/m2	
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	25,2	°	

Suljetulla  
leikkauslujuudella  
Mohr-  
Coulomb

Materiaalimalli

Junakuorma				
ID-numero		1		
Materiaalimalli		Linear Elastic		
Tyyppi		Non-porous		
Korkeus	H	1	m	
Leveys	L	2,5	m	
Tilavuuspaino	$\gamma$	40	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,15		
Kimmomoduuli	E	1000000	kN/m2	

Sa1				
ID-numero		3		
Tyyppi		Drained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	16,8	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,35		
Kimmomoduuli	E	3000	kN/m2	
Koheesio	$c^{'}$	20	kN/m2	
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	0	°	

Penger				
ID-numero		4		
Tyyppi		Drained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,30		
Kimmomoduuli	E	20000	kN/m2	
Koheesio	$c^{'}$	0,2	kN/m2	
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	35	°	

Sa2				
ID-numero		6		
Tyyppi		Drained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	16	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,35		
Kimmomoduuli	E	2500	kN/m2	
Koheesio	$c^{'}$	16	kN/m2	
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	0	°	

Kotka-Kouvola: FEM-laskelmien parametrit Mohr-Coulomb-mallilla

Penkereen lujempi osa			
ID-numero		12	
Tyyppi		Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,30	
Kimmomoduuli	E	20000	kN/m2
Koheesio	$c^{'}$	7	kN/m2
Kitkakulma	$\phi^{'}$	35	°

Sa3			
ID-numero		7	
Tyyppi		Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	15,3	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35	
Kimmomoduuli	E	1500	kN/m2
Koheesio	$c^{'}$	13	kN/m2
Koheesion muutos		-1,6	kN/m2/m
Kitkakulma	$\phi^{'}$	0	°

Kuivakuori1			
ID-numero		2	
Tyyppi		Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	19	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,30	
Kimmomoduuli	E	5000	kN/m2
Koheesio	$c^{'}$	40	kN/m2
Koheesion muutos		-10	kN/m2/m
Kitkakulma	$\phi^{'}$	0	°

Si1			
ID-numero		8	
Tyyppi		Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	18	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35	
Kimmomoduuli	E	4000	kN/m2
Koheesio	$c^{'}$	27	kN/m2
Kitkakulma	$\phi^{'}$	0	°

Kuivakuori2			
ID-numero		11	
Tyyppi		Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	19	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,30	
Kimmomoduuli	E	3000	kN/m2
Koheesio	$c^{'}$	15	kN/m2
Kitkakulma	$\phi^{'}$	0	°

Si2			
ID-numero		9	
Tyyppi		Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	16,7	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35	
Kimmomoduuli	E	3000	kN/m2
Koheesio	$c^{'}$	23	kN/m2
Koheesion muutos		2	kN/m2/m
Kitkakulma	$\phi^{'}$	0	°

Moreeni			
ID-numero		5	
Tyyppi		Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	19	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,30	
Kimmomoduuli	E	30000	kN/m2
Koheesio	$c^{'}$	0,5	kN/m2
Kitkakulma	$\phi^{'}$	35	°

Si3			
ID-numero		10	
Tyyppi		Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	15,5	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35	
Kimmomoduuli	E	2000	kN/m2
Koheesio	$c^{'}$	11	kN/m2
Kitkakulma	$\phi^{'}$	0	°

Kotka–Kouvola: FEM-laskelmien parametrit Soft Soil -mallilla

Murtotilan lujuusparametreilla: M-parametri sovitettu lepopaine kertoimen mukaan.

Materiaalimalli		Soft Soil	
Junakuorma			
ID-numero		1	
Materiaalimalli		Linear Elastic	
Tyyppi		Non-porous	
Korkeus	H	1	m
Leveys	L	2,5	m
Tilavuuspaino	$\gamma$	40	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Kimmomoduuli	E	1000000	kN/m2

Sa1			
Materiaalimalli: Soft Soil			
ID-numero		3	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	16,8	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,09	
Kappa	$\kappa^*$	0,009	
Koheesio	$c^*$	0,2	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi^*$	28	°
CSL (M)		1,54	

Penger			
ID-numero		4	
Tyyppi		Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,30	
Kimmoduuli	E	20000	kN/m <sup>2</sup>
Koheesio	$c^*$	0,2	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi^*$	35	°

Sa2			
Materiaalimalli: Soft Soil			
ID-numero		6	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	16	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,1	
Kappa	$\kappa^*$	0,01	
Koheesio	$c^*$	1	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi^*$	27	°
CSL (M)		1,5	

Penkereen lujempi osa			
ID-numero		12	
Tyyppi		Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,30	
Kimmoduuli	E	20000	kN/m <sup>2</sup>
Koheesio	$c^*$	7	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi^*$	35	°

Sa3			
Materiaalimalli: Soft Soil			
ID-numero		7	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	15,3	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,12	
Kappa	$\kappa^*$	0,012	
Koheesio	$c^*$	4	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi^*$	25	°
CSL (M)		1,41	



Kotka–Kouvola: FEM-laskelmien parametrit Soft Soil -mallilla

Kuivakuori1				
Materiaalimalli: Soft Soil				
ID-numero		2		
Tyyppi		Undrained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	19	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,15		
Lamda	$\lambda^*$	0,08		
Kappa	$\kappa^*$	0,008		
Koheesio	$c^*$	0,2	kN/m2	
Kitkakulma	$\phi^*$	28	°	
CSL (M)		1,54		

Si1				
Materiaalimalli: Soft Soil				
ID-numero		8		
Tyyppi		Undrained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	18	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,15		
Lamda	$\lambda^*$	0,045		
Kappa	$\kappa^*$	0,0045		
Koheesio	$c^*$	0,2	kN/m2	
Kitkakulma	$\phi^*$	29	°	
CSL (M)		1,59		

Kuivakuori2				
Materiaalimalli: Soft Soil				
ID-numero		11		
Tyyppi		Undrained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	19	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,15		
Lamda	$\lambda^*$	0,1		
Kappa	$\kappa^*$	0,01		
Koheesio	$c^*$	4	kN/m2	
Kitkakulma	$\phi^*$	25	°	
CSL (M)		1,41		

Si2				
Materiaalimalli: Soft Soil				
ID-numero		9		
Tyyppi		Undrained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	16,7	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,15		
Lamda	$\lambda^*$	0,06		
Kappa	$\kappa^*$	0,006		
Koheesio	$c^*$	2	kN/m2	
Kitkakulma	$\phi^*$	27	°	
CSL (M)		1,5		

Moreeni				
ID-numero		5		
Tyyppi		Drained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	19	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,30		
Kimmomoduuli	E	30000	kN/m2	
Koheesio	$c^*$	0,5	kN/m2	
Kitkakulma	$\phi^*$	35	°	

Si3				
Materiaalimalli: Soft Soil				
ID-numero		10		
Tyyppi		Undrained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	15,5	kN/m <sup>3</sup>	
Poisson luku	$\nu$	0,15		
Lamda	$\lambda^*$	0,07		
Kappa	$\kappa^*$	0,007		
Koheesio	$c^*$	5	kN/m2	
Kitkakulma	$\phi^*$	25	°	
CSL (M)		1,41		

Kotka–Kouvola: FEM-laskelmien parametrit Soft Soil -mallilla

Murtotilan lujuusparametreilla: M-parametri sovitettu kitkakulman mukaan.

Materiaalimalli **Soft Soil**

Junakuorma			
ID-numero		1	
Materiaalimalli	Linear Elastic		
Tyyppi	Non-porous		
Korkeus	H	1	m
Leveys	L	2,5	m
Tilavuuspaino	$\gamma$	40	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Kimmomoduuli	E	1000000	kN/m <sup>2</sup>

Sa1			
Materiaalimalli: Soft Soil			
ID-numero		3	
Tyyppi	Undrained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	16,8	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,09	
Kappa	$\kappa^*$	0,009	
Koheesio	$c^*$	0,2	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\phi^*$	28	°
CSL (M)		1,11	

Penger			
ID-numero		4	
Tyyppi	Drained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,30	
Kimmomoduuli	E	20000	kN/m <sup>2</sup>
Koheesio	$c^*$	0,2	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\phi^*$	35	°

Sa2			
Materiaalimalli: Soft Soil			
ID-numero		6	
Tyyppi	Undrained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	16	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,1	
Kappa	$\kappa^*$	0,01	
Koheesio	$c^*$	1	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\phi^*$	27	°
CSL (M)		1,07	

Penkereen lujempi osa			
ID-numero		12	
Tyyppi	Drained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,30	
Kimmomoduuli	E	20000	kN/m <sup>2</sup>
Koheesio	$c^*$	7	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\phi^*$	35	°

Sa3			
Materiaalimalli: Soft Soil			
ID-numero		7	
Tyyppi	Undrained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	15,3	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,12	
Kappa	$\kappa^*$	0,012	
Koheesio	$c^*$	4	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\phi^*$	25	°
CSL (M)		0,98	

Kotka–Kouvola: FEM-laskelmien parametrit Soft Soil -mallilla

Kuivakuori1			
Materiaalimalli: Soft Soil			
ID-numero		2	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	19	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,08	
Kappa	$\kappa^*$	0,008	
Koheesio	$c^*$	0,2	kN/m2
Kitkakulma	$\varphi^*$	28	°
CSL (M)		1,11	

Si1			
Materiaalimalli: Soft Soil			
ID-numero		8	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	18	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,045	
Kappa	$\kappa^*$	0,0045	
Koheesio	$c^*$	0,2	kN/m2
Kitkakulma	$\varphi^*$	29	°
CSL (M)		1,16	

Kuivakuori2			
Materiaalimalli: Soft Soil			
ID-numero		11	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	19	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,1	
Kappa	$\kappa^*$	0,01	
Koheesio	$c^*$	4	kN/m2
Kitkakulma	$\varphi^*$	25	°
CSL (M)		0,98	

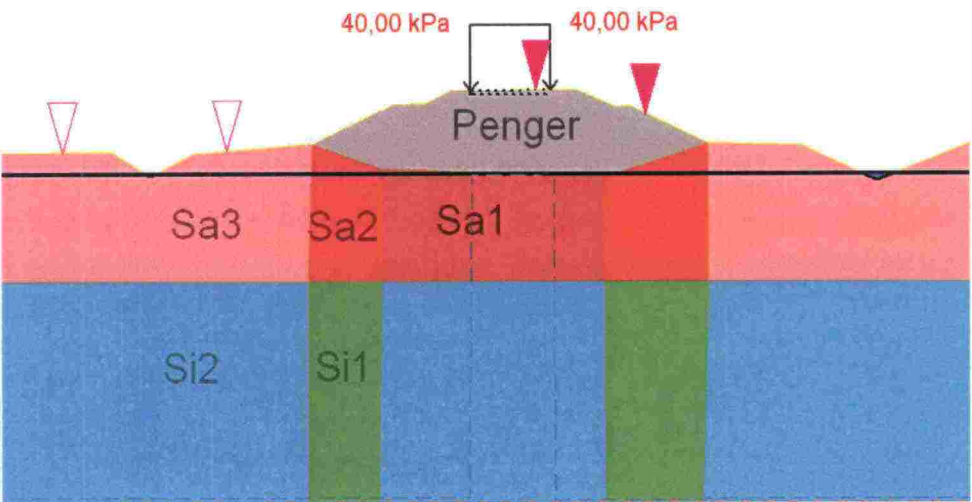
Si2			
Materiaalimalli: Soft Soil			
ID-numero		9	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	16,7	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,06	
Kappa	$\kappa^*$	0,006	
Koheesio	$c^*$	2	kN/m2
Kitkakulma	$\varphi^*$	27	°
CSL (M)		1,07	

Moreeni			
ID-numero		5	
Tyyppi		Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	19	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,30	
Kimmomoduuli	E	30000	kN/m2
Koheesio	$c^*$	0,5	kN/m2
Kitkakulma	$\varphi^*$	35	°

Si3			
Materiaalimalli: Soft Soil			
ID-numero		10	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	15,5	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,07	
Kappa	$\kappa^*$	0,007	
Koheesio	$c^*$	5	kN/m2
Kitkakulma	$\varphi^*$	25	°
CSL (M)		0,98	



Tampere–Seinäjoki: LEM-laskelmien parametrit GeoCalc-Ohjelmalla



Tampere–Seinäjoki: Laskentapoikkileikkaus GeoCalc-ohjelmalla.

LEM-laskennoissa GeoCalc-ohjelmalla käytetyt parametrit.

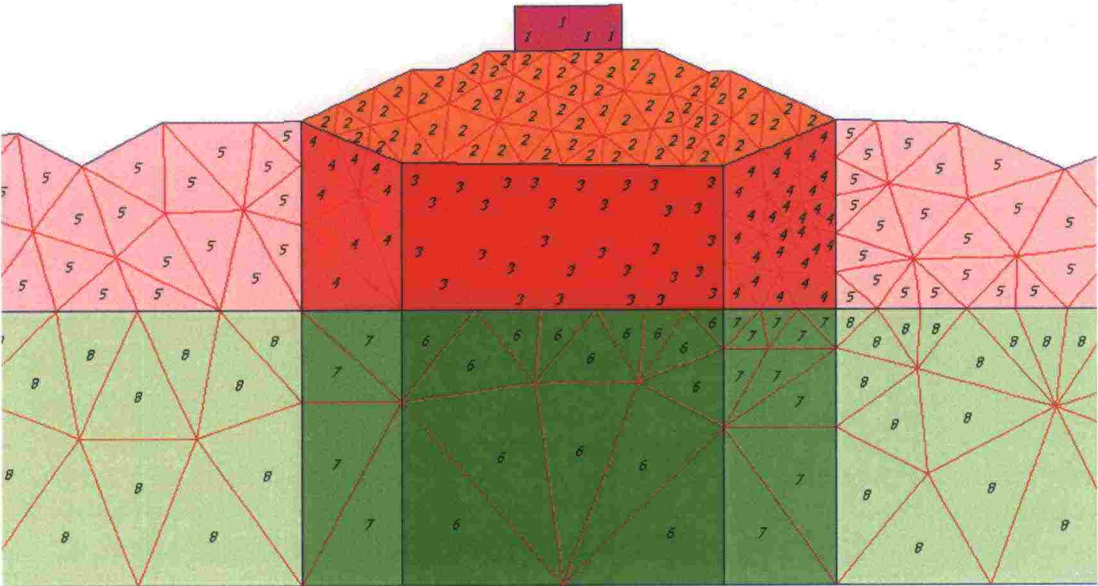
Huokospainerajan mukaiset lujuusparametrit

Penger:				Sa3			
Tilavuuspaino	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>	Tilavuuspaino	$\gamma$	18	kN/m <sup>3</sup>
Koheesio	$c^{'}$	0	kN/m <sup>2</sup>	Koheesio	$c^{'}$	0	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	30	°	Kitkakulma	$\varphi^{'}$	28,5	°
Sa1				Si1			
Tilavuuspaino	$\gamma$	18,5	kN/m <sup>3</sup>	Tilavuuspaino	$\gamma$	17,2	kN/m <sup>3</sup>
Koheesio	$c^{'}$	0	kN/m <sup>2</sup>	Koheesio	$c^{'}$	0	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	28,5	°	Kitkakulma	$\varphi^{'}$	25	°
Sa2				Si2			
Tilavuuspaino	$\gamma$	18,2	kN/m <sup>3</sup>	Tilavuuspaino	$\gamma$	17	kN/m <sup>3</sup>
Koheesio	$c^{'}$	0	kN/m <sup>2</sup>	Koheesio	$c^{'}$	0	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	28,5	°	Kitkakulma	$\varphi^{'}$	25	°

Suljetulla leikkauslujuudella

Penger:				Sa3			
Tilavuuspaino	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>	Tilavuuspaino	$\gamma$	18	kN/m <sup>3</sup>
Koheesio	$c^{'}$	0	kN/m <sup>2</sup>	Koheesio	$c^{'}$	12	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	30	°	Kitkakulma	$\varphi^{'}$	0	°
Sa1				Si1			
Tilavuuspaino	$\gamma$	18,5	kN/m <sup>3</sup>	Tilavuuspaino	$\gamma$	17,2	kN/m <sup>3</sup>
Koheesio	$c^{'}$	23	kN/m <sup>2</sup>	Koheesio	$c^{'}$	23	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	0	°	Kitkakulma	$\varphi^{'}$	0	°
Sa2				Si2			
Tilavuuspaino	$\gamma$	18,2	kN/m <sup>3</sup>	Tilavuuspaino	$\gamma$	17	kN/m <sup>3</sup>
Koheesio	$c^{'}$	18	kN/m <sup>2</sup>	Koheesio	$c^{'}$	20	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	0	°	Kitkakulma	$\varphi^{'}$	0	°

Tampere–Seinäjoki: FEM-laskelmien parametrit Mohr-Coulomb-mallilla



Tampere–Seinäjoki: Laskentapoikkileikkaus Mohr-Coulomb-mallilla.

Huokospainerajan mukaisilla lujuusparametreilla

Materiaalimalli      Mohr-Coulomb

Junakuorma		
ID-numero	1	
Materiaalimalli	Linear Elastic	
Tyyppi	Non-porous	
Korkeus	H	1 m
Leveys	L	2,5 m
Tilavuuspaino	$\gamma$	40 kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15
Kimmomoduuli	E	1E+06 kN/m <sup>2</sup>

Sa3		
ID-numero	5	
Tyyppi	Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	18 kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35
Kimmomoduuli	E	3000 kN/m <sup>2</sup>
Koheesio	$c'$	0,2 kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi'$	28,5 °

Penger		
ID-numero	2	
Tyyppi	Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	20 kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,30
Kimmomoduuli	E	20000 kN/m <sup>2</sup>
Koheesio	$c'$	0,2 kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi'$	30 °

Si1		
ID-numero	6	
Tyyppi	Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	17,5 kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35
Kimmomoduuli	E	3000 kN/m <sup>2</sup>
Koheesio	$c'$	0,2 kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi'$	25 °

Sa1		
ID-numero	3	
Tyyppi	Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	18,5 kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35
Kimmomoduuli	E	3000 kN/m <sup>2</sup>
Koheesio	$c'$	0,2 kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi'$	28,5 °

Si2		
ID-numero	7	
Tyyppi	Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	17,2 kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35
Kimmomoduuli	E	3000 kN/m <sup>2</sup>
Koheesio	$c'$	0,2 kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\varphi'$	25 °

Tampere–Seinäjoki: FEM-laskelmien parametrit Mohr-Coulomb-mallilla

Sa2			
ID-numero		4	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	18,2	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35	
Kimmomoduuli	E	3000	kN/m2
Koheesio	$c'$	0,2	kN/m2
Kitkakulma	$\phi'$	28,5	°

Si3			
ID-numero		8	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	17	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35	
Kimmomoduuli	E	3000	kN/m2
Koheesio	$c'$	0,2	kN/m2
Kitkakulma	$\phi'$	25	°

Su-menetelmällä

Materiaalimalli Mohr-Coulomb

Junakuorma			
ID-numero		1	
Materiaalimalli		Linear Elastic	
Tyyppi		Non-porous	
Korkeus	H	1	m
Leveys	L	2,5	m
Tilavuuspaino	$\gamma$	40	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Kimmomoduuli	E	1E+06	kN/m2

Sa3			
ID-numero		5	
Tyyppi		Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	18	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35	
Kimmomoduuli	E	3000	kN/m2
Koheesio	$c'$	12	kN/m2
Kitkakulma	$\phi'$	0	°

Penger			
ID-numero		2	
Tyyppi		Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,30	
Kimmomoduuli	E	20000	kN/m2
Koheesio	$c'$	0,2	kN/m2
Kitkakulma	$\phi'$	30	°

Si1			
ID-numero		6	
Tyyppi		Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	17,5	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35	
Kimmomoduuli	E	3000	kN/m2
Koheesio	$c'$	23	kN/m2
Kitkakulma	$\phi'$	0	°

Sa1			
ID-numero		3	
Tyyppi		Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	18,5	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35	
Kimmomoduuli	E	3000	kN/m2
Koheesio	$c'$	23	kN/m2
Kitkakulma	$\phi'$	0	°

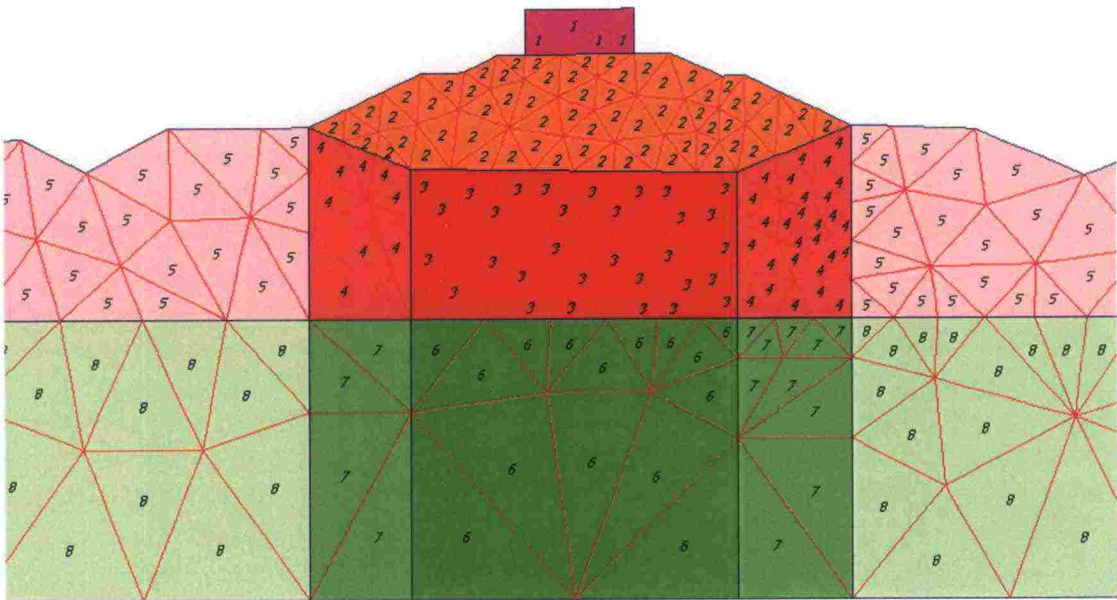
Si2			
ID-numero		7	
Tyyppi		Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	17,2	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35	
Kimmomoduuli	E	3000	kN/m2
Koheesio	$c'$	20	kN/m2
Kitkakulma	$\phi'$	0	°

Sa2			
ID-numero		4	
Tyyppi		Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	18,2	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35	
Kimmomoduuli	E	3000	kN/m2
Koheesio	$c'$	18	kN/m2
Kitkakulma	$\phi'$	0	°

Si3			
ID-numero		8	
Tyyppi		Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	17	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,35	
Kimmomoduuli	E	3000	kN/m2
Koheesio	$c'$	14	kN/m2
Kitkakulma	$\phi'$	0	°



Tampere–Seinäjoki: FEM-laskelmien parametrit Soft Soil -mallilla



Tampere–Seinäjoki: Laskentapoikkileikkaus Soft Soil -mallilla.

Murtotilan lujuusparametreilla: M-parametri on sovitettu lepopaine kertoimen mukaan.

Materiaalimalli Soft Soil

Junakuorma			
ID-numero		1	
Materiaalimalli	Linear Elastic		
Tyyppi	Non-porous		
Korkeus	H	1	m
Leveys	L	2,5	m
Tilavuuspaino	$\gamma$	40	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Kimmomoduuli	E	1000000	kN/m <sup>2</sup>

Penger			
ID-numero		2	
Tyyppi	Drained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,30	
Kimmomoduuli	E	20000	kN/m <sup>2</sup>
Koheesio	$c'$	0,2	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\phi'$	35	°

Sa1			
Materiaalimalli: Soft Soil			
ID-numero		3	
Tyyppi	Undrained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	18,5	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,02	
Kappa	$\kappa^*$	0,002	
Koheesio	$c'$	0,2	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\phi'$	38	°
CSL (M)		2,02	

Si1			
Materiaalimalli: Soft Soil			
ID-numero		6	
Tyyppi	Undrained		
Tilavuuspaino	$\gamma$	17,5	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,08	
Kappa	$\kappa^*$	0,008	
Koheesio	$c'$	2	kN/m <sup>2</sup>
Kitkakulma	$\phi'$	35	°
CSL (M)		1,87	

Tampere–Seinäjoki: FEM-laskelmien parametrit Soft Soil -mallilla

Sa2			
Materiaalimalli: Soft Soil			
ID-numero		4	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	18,2	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,03	
Kappa	$\kappa^*$	0,003	
Koheesio	$c^{'}$	1	kN/m2
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	36	°
CSL (M)		1,92	

Si2			
Materiaalimalli: Soft Soil			
ID-numero		7	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	17,2	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,09	
Kappa	$\kappa^*$	0,009	
Koheesio	$c^{'}$	2	kN/m2
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	33	°
CSL (M)		1,78	

Sa3			
Materiaalimalli: Soft Soil			
ID-numero		5	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	18	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,04	
Kappa	$\kappa^*$	0,004	
Koheesio	$c^{'}$	4	kN/m2
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	34	°
CSL (M)		1,82	

Si3			
Materiaalimalli: Soft Soil			
ID-numero		8	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	17	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,11	
Kappa	$\kappa^*$	0,011	
Koheesio	$c^{'}$	3	kN/m2
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	32	°
CSL (M)		1,73	

Murtotilan lujuusparametreilla: M-parametri on sovitettu kitkakulman mukaan.

Materiaalimalli      **Soft Soil**

Junakuorma			
ID-numero		1	
Materiaalimalli		Linear Elastic	
Tyyppi		Non-porous	
Korkeus	H	1	m
Leveys	L	2,5	m
Tilavuuspaino	$\gamma$	40	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Kimmomoduuli	E	1000000	kN/m2

Penger			
ID-numero		2	
Tyyppi		Drained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,30	
Kimmomoduuli	E	20000	kN/m2
Koheesio	$c^{'}$	0,2	kN/m2
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	35	°

Sa1			
Materiaalimalli: Soft Soil			
ID-numero		3	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	18,5	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,02	
Kappa	$\kappa^*$	0,002	
Koheesio	$c^{'}$	0,2	kN/m2
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	38	°
CSL (M)		1,55	

Si1			
Materiaalimalli: Soft Soil			
ID-numero		6	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	17,5	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,08	
Kappa	$\kappa^*$	0,008	
Koheesio	$c^{'}$	2	kN/m2
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	35	°
CSL (M)		1,42	

Tampere–Seinäjoki: FEM-laskelmien parametrit Soft Soil -mallilla

Sa2			
Materiaalimalli: Soft Soil			
ID-numero		4	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	18,2	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,03	
Kappa	$\kappa^*$	0,003	
Koheesio	$c^{'}$	1	kN/m2
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	36	°
CSL (M)		1,46	

Si2			
Materiaalimalli: Soft Soil			
ID-numero		7	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	17,2	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,09	
Kappa	$\kappa^*$	0,009	
Koheesio	$c^{'}$	2	kN/m2
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	33	°
CSL (M)		1,33	

Sa3			
Materiaalimalli: Soft Soil			
ID-numero		5	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	18	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,04	
Kappa	$\kappa^*$	0,004	
Koheesio	$c^{'}$	4	kN/m2
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	34	°
CSL (M)		1,37	

Si3			
Materiaalimalli: Soft Soil			
ID-numero		8	
Tyyppi		Undrained	
Tilavuuspaino	$\gamma$	17	kN/m <sup>3</sup>
Poisson luku	$\nu$	0,15	
Lamda	$\lambda^*$	0,11	
Kappa	$\kappa^*$	0,011	
Koheesio	$c^{'}$	3	kN/m2
Kitkakulma	$\varphi^{'}$	32	°
CSL (M)		1,29	



## RATAHALLINTOKESKUKSEN JULKAISUJA A-SARJASSA

- 1/2007 Akselipainon noston tekniset edellytykset ja niiden soveltuminen Luumäki–Imatra-rataosuudelle
- 2/2007 Radan kulumisen rajakustannukset 1997–2005
- 3/2007 Marginal Rail Infrastructure Costs in Finland 1997–2005
- 4/2007 Ratarakenteen kuormituksen määrittäminen stabiliteettitarkasteluihin
- 5/2007 Pohjois-Suomen rataverkon tavaraliikenteen kehittäminen
- 6/2007 Suomen rataverkon värinäselvitys.  
Kirjallisuuskatsaus ja värinäkohteet vuosina 2000–2006
- 7/2007 Luvattomien radanyhteyksien välttäminen
- 8/2007 Maatutkatekniikan hyödyntäminen radan tukikerroksen kunnon arvioinnissa
- 9/2007 Markkinoilletulo ja rautatiemarkkinoiden muutos kotimaisen tavaraliikenteen avautuessa kilpailulle Suomessa
- 10/2007 Rautatieliikenne 2030 -suunnitelman liikenne-ennusteet
- 11/2007 Logistiikkakeskusten tie- ja ratayhteydet
- 1/2008 Aikataulusuunnittelu ja rautatieliikenteen täsmällisyys
- 2/2008 Rautatieliikenteen simuloinnin merkitys ratakapasiteettihakemusten yhteensovittamisessa
- 3/2008 Rautateiden liikkuvan kaluston kunnon valvonta runkoverkolla
- 4/2008 Raakapuukuljetusten tulevaisuuden haasteet
- 5/2008 Perussolmutapirakojen merkitys ja näkymät osana kuljetusjärjestelmää
- 6/2008 Tasoristeysten kansirakenteet
- 7/2008 Ratojen alusrakenteissa käytettyjen materiaalien routimisherkyys
- 8/2008 Kolarin seudun kaivosohjelmat
- 9/2008 Rataverkon pohjavesialueiden riskienhallinnan kehittäminen
- 10/2008 Rautatieliikenteen pitkän aikavälin suunnitteluprosessin kehittäminen
- 11/2008 Rautatieliikenteen häiriöiden analysoinnin kehittäminen
- 12/2008 Junan pyörävikojen havainnointi raiteeseen asennetulla mittalaitteella
- 13/2008 A Collaborative Process of Product Lifecycle Management for Railway Signalling Infrastructure
- 14/2008 Rataverkon jatkosähköistykseen hankearvioinnin päivitys
- 15/2008 Rautatieliikenteen täsmällisyyden mittaaminen
- 16/2008 Ilmastomuutokseen sopeutuminen radanpidossa. Esiselvitys
- 17/2008 Kehäradan kiintoraideselvitys
- 18/2008 Rautatiekuljetusten riskienhallinta. Esiselvitys
- 1/2009 Rataverkon kunnon ja sen liikenteellisten vaikutusten visualisoinnin lähtökohdat
- 2/2009 Sähkömagneettisten kenttien kartoitus Ratahallintokeskuksen hallinnoimalla rataverkolla
- 3/2009 Ratahallintokeskuksen tutkimus- ja kehittämisstrategia
- 4/2009 Raakapuun terminaali- ja kuormauspaikkaverkon kehittäminen
- 5/2009 Nopean junaliikenteen kehittämisen vaikutukset. Kirjallisuustutkimus
- 6/2009 Junaliikenteen informaatiokeskuksen toimintatapa. INTO-hanke
- 7/2009 Esiselvitys akseli- ja metrikuormien korotuksen yleisestä teknis-taloudellisuudesta ja case-tarkastelu Kemi–Kolari-rataosalla
- 8/2009 Etelä-Suomen kauko-ohjausjärjestelmän (ESKO) käyttöönotto ja muutokset liikenteenohjaustyössä



**RATAHALLINTOKESKUS  
BANFÖRVALTNINGSCENTRALEN**

Julkaisija:  
Ratahallintokeskus  
Kaivokatu 8, PL 185, 00101 Helsinki  
puh. 020 751 5111, fax 020 751 5100  
[www.rhk.fi](http://www.rhk.fi)

ISSN 1455-2604  
ISBN 978-952-445-297-7

